

表紙

目次

1章 結果一覧	1
1.1 水理計算	1
1.1.1 各位置における水深と流速	1
1.1.2 水叩きの検討	1
1.1.3 しゃ水工の根入長	1
1.1.4 護床工の検討	1
1.1.5 護床工のブロック重量	1
1.2 安定計算	2
1.2.1 転倒に対する照査	2
1.2.2 滑動に対する照査	2
1.2.3 地盤支持力に対する照査	2
1.3 本体の設計	3
1.3.1 基部	3
1.4 水叩きの設計	3
1.4.1 基部	3
1.4.2 中間部1	3
2章 検討条件	4
2.1 落差工形状	4
2.1.1 形状図	4
2.1.2 落差工の形式	4
2.1.3 河道条件	4
2.1.4 落差高	4
2.1.5 検討方法	4
2.1.6 本体形状	5
3章 水理計算	6
3.1 水叩き長の計算	6
3.1.1 流量条件	6
3.1.2 越流状態の判断	6
3.1.3 越流落下範囲の計算	6
3.2 越流落下水深の計算	6
3.2.1 落下点での水深	6
3.2.2 上下流最大水位差	7
3.3 しゃ水工の根入長の計算	7
3.3.1 鉛直方向の浸透路長	7
3.3.2 必要しゃ水工長	8
3.4 水叩きの必要厚さ	8
4章 安定計算	10
4.1 設計条件	10
4.2 作用力の集計	12
4.2.1 自重, 慣性力	12
4.2.2 土圧力	14
4.2.3 水圧力	20
4.2.4 地震時動水圧	24
4.2.5 揚圧力	25
4.2.6 各ケースの作用力	29
4.3 安定計算結果	31
4.3.1 転倒に対する照査	31
4.3.2 滑動に対する照査	31

4.3.3 地盤支持力に対する照査	32
5章 本体の設計	32
5.1 設計条件	32
5.2 基部	33
5.2.1 自重, 慣性力	33
5.2.2 土圧力	34
5.2.3 水圧力	40
5.2.4 地震時動水圧	44
5.2.5 断面力の集計	45
5.2.6 断面情報	47
5.2.7 曲げモーメントに対する照査	47
5.2.8 せん断力に対する照査	47
6章 水叩きの設計	48
6.1 設計条件	48
6.2 基部	49
6.2.1 自重	49
6.2.2 揚圧力	50
6.2.3 地盤反力	53
6.2.4 断面力の集計	56
6.2.5 断面情報	57
6.2.6 曲げモーメントに対する照査	58
6.3 中間部1	58
6.3.1 自重	58
6.3.2 揚圧力	60
6.3.3 地盤反力	62
6.3.4 断面力の集計	65
6.3.5 断面情報	66
6.3.6 せん断力に対する照査	67
7章 護床工の検討	67
7.1 上流側護床工長	67
7.2 下流側護床工A区間長	67
7.2.1 越流落水深(h1a)の計算	67
7.2.2 跳水開始水深(h1b)の計算	67
7.2.3 越流落水深(h1a)と跳水開始水深(h1b)との比較	67
7.3 下流側護床工B区間長	68
8章 護床工のブロック重量	69

1章 結果一覧

1.1 水理計算

1.1.1 各位置における水深と流速

上流部	等流水深 h_0	2.366 (m)
	流速 V_0	2.536 (m/s)
落差工天端	限界水深 h_c	1.543 (m)
	限界流速 V_c	3.889 (m/s)
越流落下部	越流落水深 h_{1a}	0.763 (m)
	流速 V_{1a}	7.859 (m/s)
跳水開始水深 h_{1b}		0.940 (m)
下流部	等流水深 h_2	2.366 (m)
	流速 V_2	2.536 (m/s)

1.1.2 水叩きの検討

越流状態の判断 ($h_c + D_1 + D_2 \geq h_2$)	2.843 \geq 2.366 (m) 完全越流状態と判断できる		
越流落下範囲 W	計算値	6.681 (m)	OK
	決定値	7.000 (m)	
水叩きの必要厚さ t	計算値	0.965 (m)	OK
	決定値	1.500 (m)	

1.1.3 しゃ水工の根入長

必要しゃ水工長	計算値	2.299 (m)	OK
	決定値	2.500 (m)	

1.1.4 護床工の検討

上流側護床工長	2.000 (m)
護床工A区間長	$h_{1a} < h_{1b}$ より、 L1 = 11.929 (m) L2 = 10.645 ~ 14.194 (m) L = L1 + L2 = 22.574 ~ 26.123 → 25.000 (m)
護床工B区間長	LB = 7.097 ~ 11.828 → 10.000 (m)

1.1.5 護床工のブロック重量

上流側護床工	0.095 (kN)	
護床工A区間	本体直下流～ 跳水発生区間前半	6.491 (kN)
	跳水発生区間後半	0.543 (kN)
護床工B区間	0.007 (kN)	

1.2 安定計算

1.2.1 転倒に対する照査

ケース	水位	鉛直力 N (kN)	モーメント M (kN・m)	作用位置 X (m)	偏心量 (m)		判定
					e	ea	
常時	計画水位	235.099	1248.715	5.311	-0.811	1.500	OK
常時	揚圧力無し	417.312	2121.788	5.084	-0.584	1.500	OK
洪水時	計画水位	143.412	744.675	5.193	-0.693	1.500	OK
洪水時	揚圧力無し	417.312	2056.231	4.927	-0.427	1.500	OK
地震時	計画水位	233.209	1130.258	4.847	-0.347	3.000	OK
地震時	揚圧力無し	415.422	2003.332	4.822	-0.322	3.000	OK

1.2.2 滑動に対する照査

ケース	水位	鉛直力 N (kN)	水平力 H (kN)	安全率		判定
				Fs	Fsa	
常時	計画水位	235.099	47.517	2.969	1.500	OK
常時	揚圧力無し	417.312	47.517	5.269	1.500	OK
洪水時	計画水位	143.412	83.905	1.026	1.500	NG
洪水時	揚圧力無し	417.312	83.905	2.984	1.500	OK
地震時	計画水位	233.209	144.544	0.968	1.200	NG
地震時	揚圧力無し	415.422	144.544	1.724	1.200	OK

1.2.3 地盤支持力に対する照査

ケース	水位	鉛直力 N (kN)	モーメント M (kN・m)	偏心量 e (m)	作用幅 x (m)	地盤支持力 (kN/m ²)		判定
						P	Pa	
常時	計画水位	235.099	1248.715	0.811	11.066	40.253	300.000	OK
常時	揚圧力無し	417.312	2121.788	0.584	11.747	64.434	300.000	OK
洪水時	計画水位	143.412	744.675	0.693	11.422	23.292	300.000	OK
洪水時	揚圧力無し	417.312	2056.231	0.427	12.218	59.577	300.000	OK
地震時	計画水位	233.209	1130.258	0.347	12.460	31.899	450.000	OK
地震時	揚圧力無し	415.422	2003.332	0.322	12.533	56.079	450.000	OK

1.3 本体の設計

1.3.1 基部

ケース	水 位	モーメント M (kN.m)	中立軸 位 置 x (mm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
				σ_c	σ_{ca}	σ_s	σ_{sa}	
常時	計画水位	7.828	215.801	0.03	8.00	4.70	160.00	OK
常時	揚圧力無し	7.828	215.801	0.03	8.00	4.70	160.00	OK
洪水時	計画水位	27.578	215.801	0.12	8.00	16.55	160.00	OK
洪水時	揚圧力無し	27.578	215.801	0.12	8.00	16.55	160.00	OK
地震時	計画水位	22.482	215.801	0.10	12.00	13.49	300.00	OK
地震時	揚圧力無し	22.482	215.801	0.10	12.00	13.49	300.00	OK

ケース	水 位	有効高 d (mm)	せん断力 S (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)			斜引張鉄筋 (mm ²)		判定
				τ_m	τ_{a1}	τ_{a2}	Aw	Awreq	
常時	計画水位	2170.0	15.110	0.007	0.390	1.700	126.70	—	OK
常時	揚圧力無し	2170.0	15.110	0.007	0.390	1.700	126.70	—	OK
洪水時	計画水位	2170.0	39.798	0.018	0.390	1.700	126.70	—	OK
洪水時	揚圧力無し	2170.0	39.798	0.018	0.390	1.700	126.70	—	OK
地震時	計画水位	2170.0	35.132	0.016	0.585	2.550	126.70	—	OK
地震時	揚圧力無し	2170.0	35.132	0.016	0.585	2.550	126.70	—	OK

1.4 水叩きの設計

1.4.1 基部

ケース	水 位	モーメント M (kN.m)	中立軸 位 置 x (mm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
				σ_c	σ_{ca}	σ_s	σ_{sa}	
常時	計画水位	10.966	167.908	0.10	8.00	10.67	160.00	OK
常時	揚圧力無し	10.966	167.908	0.10	8.00	10.67	160.00	OK
洪水時	計画水位	65.701	167.908	0.61	8.00	63.91	160.00	OK
洪水時	揚圧力無し	65.701	167.908	0.61	8.00	63.91	160.00	OK
地震時	計画水位	98.082	167.908	0.90	12.00	95.41	300.00	OK
地震時	揚圧力無し	98.082	167.908	0.90	12.00	95.41	300.00	OK

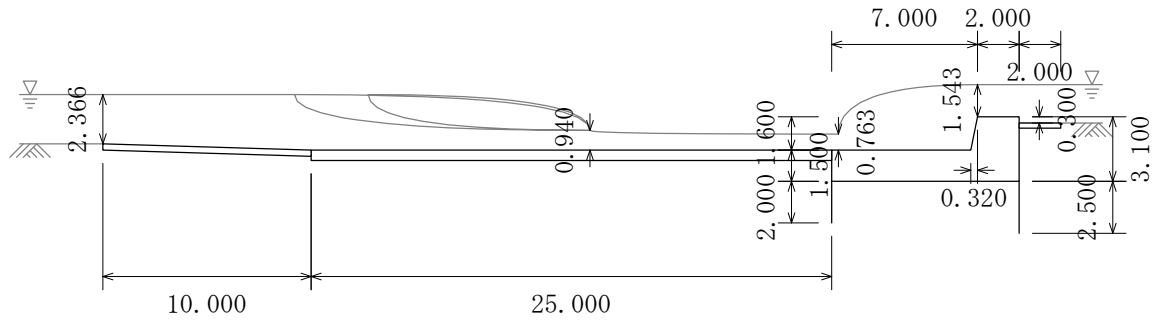
1.4.2 中間部1

ケース	水 位	有効高 d (mm)	せん断力 S (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)			斜引張鉄筋 (mm ²)		判定
				τ_m	τ_{a1}	τ_{a2}	Aw	Awreq	
常時	計画水位	1350.0	20.492	0.015	0.390	1.700	126.70	—	OK
常時	揚圧力無し	1350.0	20.492	0.015	0.390	1.700	126.70	—	OK
洪水時	計画水位	1350.0	30.315	0.022	0.390	1.700	126.70	—	OK
洪水時	揚圧力無し	1350.0	30.315	0.022	0.390	1.700	126.70	—	OK
地震時	計画水位	1350.0	35.721	0.026	0.585	2.550	126.70	—	OK
地震時	揚圧力無し	1350.0	35.721	0.026	0.585	2.550	126.70	—	OK

2章 検討条件

2.1 落差工形状

2.1.1 形状図



2.1.2 落差工の形式

検討ケース名称	床止めの構造設計手引き計算例
形式	直壁型(本体・水叩き一体式構造)
強制跳水(補助構造物)	導入しない
コンクリート材質	鉄筋コンクリート

2.1.3 河道条件

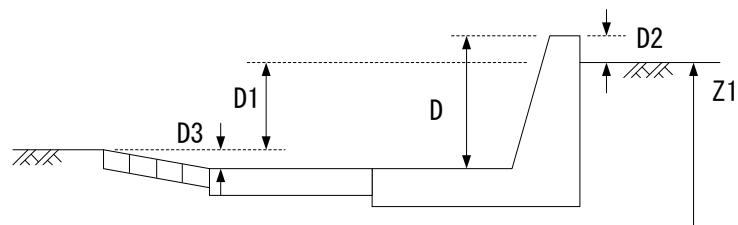
計画流量 Q : 600.000 (m³/s)

川幅 B : 100.000 (m)

	河床勾配 I (1/#)	粗度係数 n
上流部	400.00	0.0350
中流部	400.00	0.0350
下流部	400.00	0.0350

2.1.4 落差高

総落差高 D	1.600 (m)
天端突出高 $D2$	0.300 (m)
水褥池水深 $D3$	0.300 (m)
上流河床標高 $Z1$	1.300 (m)
下流河床標高	0.300 (m)
上下流河床差 $D1$	1.000 (m)



2.1.5 検討方法

- 河床勾配設定 : 分数表記 (1/#)
- 水理計算 : 単位幅流量 ($q=Q/B$)
- 下流部水深 $h2$: マニング式(河川幅大)
- 護床工の検討方法 : 床止めの構造設計手引き
- 水叩き長の計算方法 : Randの式
- 水叩きの必要厚 : 最大揚圧力より求まる厚さを確保する

2.1.6 本体形状

■形状寸法

天端幅Wu	2.000 (m)
のり勾配I1(1:＃)	0.0000
のり勾配I2(1:＃)	0.2000
H1	3.100 (m)
H2	0.000 (m)
H3	0.000 (m)
W1	0.000 (m)
W2	0.320 (m)
水叩き長W	7.000 (m)
水叩き厚d	1.500 (m)

■しゃ水工

しゃ水工を設置する

下流側に水抜き穴を設置する

クリーブ比C : 5.000

	しゃ水工長lc(m)	端部からの設置距離X(m)
上流側	2.500	0.000
下流側	2.000	0.000

3章 水理計算

3.1 水叩き長の計算

3.1.1 流量条件

計画流量: $Q = 600.000 \text{ (m}^3/\text{s)}$

単位幅流量: $q = Q/B = 600.000/100.000 = 6.000 \text{ (m}^3/\text{s)}$

限界流速: $V_c = \sqrt{g \cdot hc} = 3.889 \text{ (m/s)}$

限界水深: $hc = \frac{q}{V_c} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot hc}}$

$$\therefore hc = \left(\frac{q}{\sqrt{g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{6.000}{\sqrt{9.800}} \right)^{2/3} = 1.543 \text{ (m)}$$

下流部等流水深: $h_2 = \frac{q}{V_2} = \frac{q}{1/n \cdot h_2^{2/3} \cdot I^{1/2}}$

$$\therefore h_2 = \left(\frac{q}{1/n \cdot I^{1/2}} \right)^{3/5} = \left(\frac{6.000}{1/0.0350 \cdot (1/400.00)^{1/2}} \right)^{3/5} = 2.366 \text{ (m)}$$

3.1.2 越流状態の判断

$hc + D_1 + D_2 = 1.543 + 1.000 + 0.300 = 2.843 \geq h_2 = 2.366 \text{ (m)}$

よって、計画高水流量時でも完全越流状態になっていると判断できる。

したがって、水叩きの計算は計画高水流量を対象流量として行う。

ここに、

D_1 : 上下流河床差 (m)

D_2 : 天端突出高 (m)

3.1.3 越流落下範囲の計算

越流水の落下距離の計算には、簡易的に求めることができるRandの公式を用いる。

$$W / D = 4.3 \times (hc / D)^{0.81}$$

$$W = 4.3 \times (hc / D)^{0.81} \times D$$

$$= 4.3 \times (1.543 / 1.600)^{0.81} \times 1.600 = 6.681 \text{ (m)}$$

$$\therefore \text{必要水叩き長} = 6.681 \rightarrow 7.000 \text{ (m)} \dots \text{(OK)}$$

ここに、

W : 水叩き長 (m)

D : 総落差高 (m)

3.2 越流落水水深の計算

3.2.1 落下点での水深

越流落水水深は以下のエネルギー保存の式により求めることができる。

$$\frac{V_c^2}{2g} + \Delta Z + hc = \frac{V_{1a}^2}{2g} + h_{1a}$$

$$V_{1a} = q/h_{1a}$$

$$\therefore \frac{Vc^2}{2g} + \Delta Z + hc = \frac{1}{2g} \cdot \frac{q^2}{h1a^2} + h1a$$

$$h1a^3 - \left(\frac{Vc^2}{2g} + \Delta Z + hc \right) h1a^2 + \frac{q^2}{2g} = 0$$

$$h1a^3 - \left(\frac{3.889^2}{2 \times 9.800} + 1.600 + 1.543 \right) h1a^2 + \frac{6.000^2}{2 \times 9.800} = 0$$

$$h1a = 0.763 \text{ (m)}$$

$$V1a = 7.859 \text{ (m/s)}$$

ここに、

- Vc : 限界水深時の流速 (m/s)
- hc : 落差工天端での限界水深 (m)
- h1a : 越流落水深 (m)
- V1a : 本体直下流部の流速 (m/s)
- ΔZ : 水叩きから落差工天端までの高さ (m)
- g : 重力加速度 (m/s²)

3.2.2 上下流最大水位差

$$\Delta H = hc + D - h1a = 1.543 + 1.600 - 0.763 = 2.379 \text{ (m)}$$

3.3 しゃ水工の根入長の計算

3.3.1 鉛直方向の浸透路長

しゃ水工の根入長は従来より使用されているレインの式により算出する。

$$C \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum ly}{\Delta H}$$

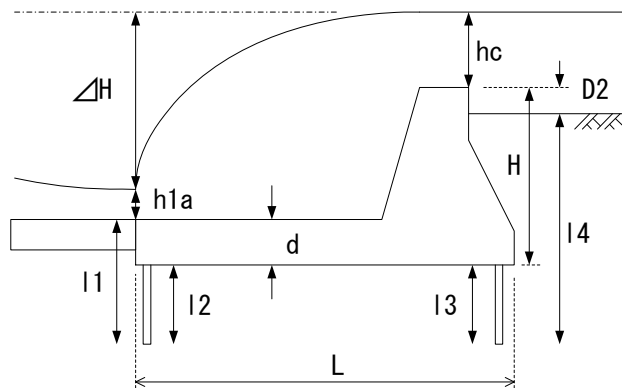
$$C \times \Delta H \leq \frac{L}{3} + \sum ly$$

$$5.000 \times 2.379 \leq \frac{9.000}{3} + \sum ly$$

$$\therefore \sum ly \geq 8.897 \text{ (m)}$$

ここに、

- C : クリープ比
- L : 水平方向の浸透路長 (m)
- Σly : 鉛直方向の浸透路長 (m) (=l1+l2+l3+l4)
- ΔH : 上下流最大水位差 (m)



3.3.2 必要しゃ水工長

$$l = \frac{\sum l_y - (H - D2 + d)}{2}$$

$$= \frac{8.897 - (3.100 - 0.300 + 1.500)}{2}$$

$$= 2.299 \text{ (m)}$$

以上から、しゃ水工は以下のように設けるものとした。

$$\text{上流側しゃ水工長 } l_{c1} = 2.500 \text{ (m)}$$

$$\text{下流側しゃ水工長 } l_{c2} = 2.000 \text{ (m)}$$

なお、下流側のしゃ水工は水抜き穴を設けることで浸透路長としてはみなさないこととした。

∴必要しゃ水工長 = 2.299 → 2.500 (m)・・・(OK)

ここに、

H : 上流側本体内高 (m)

D2 : 天端突出高 (m)

d : 水叩き厚 (m)

3.4 水叩きの必要厚さ

$$t = F_s \cdot \frac{u_{pm} - h_{1a} \cdot W_0}{\gamma_c - W_0}$$

$$= (4/3) \cdot \frac{18.271 - 0.763 \cdot 10.000}{24.500 - 9.800}$$

$$= 0.965 \text{ (m)}$$

∴水叩きの必要厚さ t = 0.965 → 1.500 (m)・・・(OK)

ここに、

F_s : 安全率 (=4/3)

W₀ : 水の単位体積重量 (kN/m³)

γ_c : コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

h_{1a} : 越流落水深 (m)

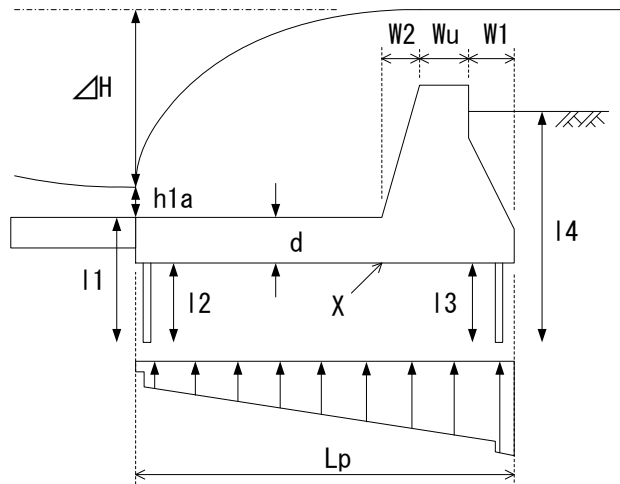
u_{pm} : 水叩きに作用する揚圧力のうち最大の値 (kN/m²)

ここで、任意の点の揚圧力u_{pm}は、

$$u_{pm} = \left(h_{1a} + \Delta H \cdot \frac{\sum l - l_x}{\sum l} \right) \cdot W_0$$

$$= \left(0.763 + 2.379 \cdot \frac{18.300 - 10.120}{18.300} \right) \cdot 10.000$$

$$= 18.271 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



ここに、

ΔH : 上下流最大水位差 (m)

Σl : 全浸透路長(= $L_p+l_1+l_2+l_3+l_4$) (m)

$$\begin{aligned}\Sigma l &= L_p + l_1 + l_2 + l_3 + l_4 \\ &= 9.000 + 1.500 + 0.000 + 2.500 + 5.300 \\ &= 18.300 \text{ (m)}\end{aligned}$$

l_x : 任意の点までの浸透路長 (m)

$$\begin{aligned}l_x &= l_4 + l_3 + W_1 + W_u + W_2 \\ &= 5.300 + 2.500 + 0.000 + 2.000 + 0.320 \\ &= 10.120 \text{ (m)}\end{aligned}$$

4章 安定計算

4.1 設計条件

(1) 単位重量

鉄筋コンクリート (kN/m ³)	24.500
水 (kN/m ³)	10.000
土(湿潤) (kN/m ³)	18.000
土(飽和) (kN/m ³)	19.000
土(水中) (kN/m ³)	9.000

(2) 基礎地盤

基礎地盤の種類	砂質地盤(密なもの)
摩擦係数	0.60

(3) 荷重条件

- ・ 設計水平震度 K_h = 0.20
- ・ 地盤面の水平震度 k_{hg} = 0.20
- ・ 揚圧力の算定方法は、簡易モデルとする。
- ・ 土圧式は、クーロン/修正物部・岡部とする。
- ・ 土質タイプは、砂質土とする。
- ・ 壁面摩擦角は内部計算とする。
- ・ 水位以下に見かけの震度を適用する。

荷重状態	常時、洪水時	地震時
合力作用点の範囲	1/3以内	2/3以内
滑動安全率	1.50	1.20
許容支持力度 (kN/m ²)	300.0	450.0

(4) 荷重ケース

以下のケースについて、底面下流側先端における作用力を求め、安定計算を行う。

[常時ケース(常時)]

- ・ 水の重量は考慮しない。

[計画水位]

- ・ 上流部と中流部の水位線を連続とする。
- ・ 計算時の水位は直接指定値を用いる。

上流部水位 h_{wb} (m)	0.000
中流部水位 h_{wm} (m)	0.000
下流部水位 h_{wf} (m)	0.000
越流長 l_{bf} (m)	0.320

[揚圧力無し]

- ・揚圧力無しケースとして検討する。
- ・上流部と中流部の水位線を連続とする。
- ・計算時の水位は直接指定値を用いる。

上流部水位hwb (m)	0.000
中流部水位hwm (m)	0.000
下流部水位hwf (m)	0.000
越流長 lbf (m)	0.320

[洪水時ケース(洪水時)]

- ・水の重量は考慮しない。

[計画水位]

- ・上流部と中流部の水位線を連続とする。
- ・計算時の水位は水理計算の結果を用いる。

上流部水位hwb (m)	1.543
中流部水位hwm (m)	3.029
下流部水位hwf (m)	0.763
越流長 lbf (m)	6.681

[揚圧力無し]

- ・揚圧力無しケースとして検討する。
- ・上流部と中流部の水位線を連続とする。
- ・計算時の水位は水理計算の結果を用いる。

上流部水位hwb (m)	1.543
中流部水位hwm (m)	3.029
下流部水位hwf (m)	0.763
越流長 lbf (m)	6.681

[地震時ケース(地震時)]

- ・水の重量は考慮しない。
- ・地震時動水圧を考慮する。

[計画水位]

- ・計算時の水位は直接指定値を用いる。

上流部水位hwb (m)	0.000
中流部水位hwm (m)	0.000
下流部水位hwf (m)	0.000
越流長 lbf (m)	0.320

[揚圧力無し]

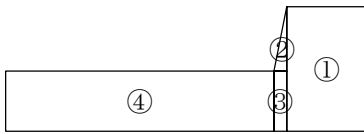
- ・揚圧力無しケースとして検討する。
- ・上流部と中流部の水位線を連続とする。
- ・計算時の水位は直接指定値を用いる。

上流部水位hwb (m)	0.000
中流部水位hwm (m)	0.000
下流部水位hwf (m)	0.000
越流長 lbf (m)	0.320

4.2 作用力の集計

4.2.1 自重, 慣性力

(1) 躯体ブロックデータ

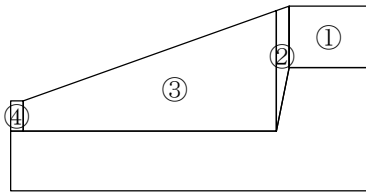


区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi
						Xi	Yi		
1	2.000	3.100	3.100	1.000	6.200	8.000	1.550	49.600	9.610
2	0.320	0.000	1.600	1.000	0.256	6.893	2.033	1.765	0.521
3	0.320	1.500	1.500	1.000	0.480	6.840	0.750	3.283	0.360
4	6.680	1.500	1.500	1.000	10.020	3.340	0.750	33.467	7.515
Σ	—	—	—	—	16.956	—	—	88.115	18.006

重心 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 88.115 / 16.956 = 5.197 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 18.006 / 16.956 = 1.062 \text{ (m)}$

洪水時(計画水位)

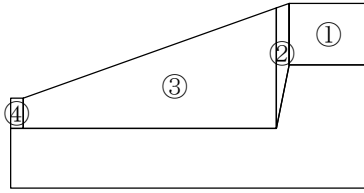


区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi
						Xi	Yi		
1	2.000	1.543	1.543	1.000	3.086	8.000	3.872	24.688	11.947
2	0.320	3.029	1.543	1.000	0.732	6.823	3.397	4.991	2.485
3	6.361	0.763	3.029	1.000	12.060	4.133	2.561	49.846	30.885
4	0.319	0.763	0.763	1.000	0.243	0.159	1.882	0.039	0.458
Σ	—	—	—	—	16.121	—	—	79.564	45.775

重心 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 79.564 / 16.121 = 4.935 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 45.775 / 16.121 = 2.839 \text{ (m)}$

洪水時(揚圧力無し)



区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$
						X_i	Y_i		
1	2.000	1.543	1.543	1.000	3.086	8.000	3.872	24.688	11.947
2	0.320	3.029	1.543	1.000	0.732	6.823	3.397	4.991	2.485
3	6.361	0.763	3.029	1.000	12.060	4.133	2.561	49.846	30.885
4	0.319	0.763	0.763	1.000	0.243	0.159	1.882	0.039	0.458
Σ	—	—	—	—	16.121	—	—	79.564	45.775

重心 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 79.564 / 16.121 = 4.935$ (m)
 $YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 45.775 / 16.121 = 2.839$ (m)

(2) 自重, 慣性力

常時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	16.956	24.500	415.422	5.197	2158.810
土砂	0.000	19.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

常時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	16.956	24.500	415.422	5.197	2158.810
土砂	0.000	19.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

洪水時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	16.956	24.500	415.422	5.197	2158.810
土砂	0.000	19.000	0.000	0.000	0.000
水	16.121	0.000	0.000	0.000	0.000

洪水時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	16.956	24.500	415.422	5.197	2158.810
土砂	0.000	19.000	0.000	0.000	0.000
水	16.121	0.000	0.000	0.000	0.000

地震時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	16.956	24.500	415.422	5.197	2158.810
土砂	0.000	19.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

区分	自重 (kN)	設計水平 震度 Kh	慣性力 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	415.422	0.20	83.084	1.062	88.227
土砂	0.000	0.20	0.000	0.000	0.000

地震時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	16.956	24.500	415.422	5.197	2158.810
土砂	0.000	19.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

区分	自重 (kN)	設計水平 震度 Kh	慣性力 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	415.422	0.20	83.084	1.062	88.227
土砂	0.000	0.20	0.000	0.000	0.000

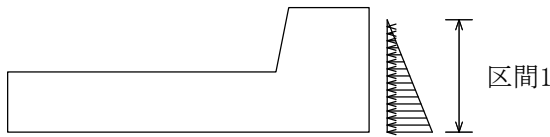
4.2.2 土圧力

(1) 土圧データ(共通)

土の湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	18.000
土の飽和単位体積重量 γ_b (kN/m ³)	19.000
土の水中単位体積重量 γ_{bw} (kN/m ³)	9.000
水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	10.000
地表面と水平面とのなす角 α (度)	0.000
土のせん断抵抗角 ϕ (度)	30.000
常時の壁面摩擦角 δ (度)	10.000
洪水時の壁面摩擦角 δ (度)	10.000
地震時の壁面摩擦角 δ (度)	0.000
地盤面の水平震度 $k_h g$	0.20

(2) 土圧データ (算出区間)

常時 (計画水位)

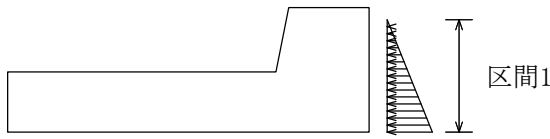


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ (m)	2.800	—	—	2.800
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	—	—	—
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	2.800	—	—	—
壁背面と鉛直面とのなす角 θ (度)	0.000	—	—	—
土圧係数 K_a	0.3085	—	—	—
土圧強度算定用の土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	9.000	—	—	—
上側土圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	—	—	—
下側土圧強度 P_l (kN/m ²)	7.773	—	—	—
土圧力 P (kN)	10.883	—	—	—
土圧力の鉛直成分 P_V (kN)	1.890	—	—	1.890
土圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	—	—	0.000
土圧力の水平成分 P_H (kN)	10.717	—	—	10.717
土圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.933	—	—	0.933

なお、土圧係数はクーロン式により求めた。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

常時(揚圧力無し)

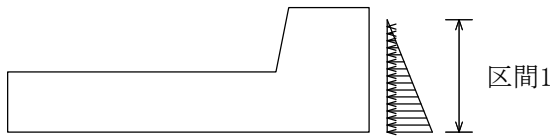


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ(m)	2.800	——	——	2.800
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.000	——	——	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	2.800	——	——	——
壁背面と鉛直面とのなす角θ(度)	0.000	——	——	——
土圧係数Ka	0.3085	——	——	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量γ(kN/m ³)	9.000	——	——	——
上側土圧強度Pu(kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側土圧強度P1(kN/m ²)	7.773	——	——	——
土圧力P(kN)	10.883	——	——	——
土圧力の鉛直成分PV(kN)	1.890	——	——	1.890
土圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	0.000	——	——	0.000
土圧力の水平成分PH(kN)	10.717	——	——	10.717
土圧力の水平成分の作用位置YG(m)	0.933	——	——	0.933

なお、土圧係数はクーロン式により求めた。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

洪水時(計画水位)

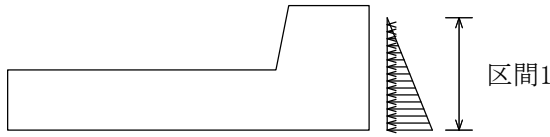


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ (m)	2.800	——	——	2.800
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	——	——	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	2.800	——	——	——
壁背面と鉛直面とのなす角 θ (度)	0.000	——	——	——
土圧係数Ka	0.3085	——	——	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	9.000	——	——	——
上側土圧強度Pu (kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側土圧強度P1 (kN/m ²)	7.773	——	——	——
土圧力P (kN)	10.883	——	——	——
土圧力の鉛直成分PV (kN)	1.890	——	——	1.890
土圧力の鉛直成分の作用位置XG (m)	0.000	——	——	0.000
土圧力の水平成分PH (kN)	10.717	——	——	10.717
土圧力の水平成分の作用位置YG (m)	0.933	——	——	0.933

なお、土圧係数はクーロン式により求めた。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

洪水時(揚圧力無し)

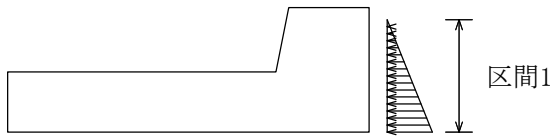


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ(m)	2.800	——	——	2.800
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.000	——	——	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	2.800	——	——	——
壁背面と鉛直面とのなす角θ(度)	0.000	——	——	——
土圧係数Ka	0.3085	——	——	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量γ(kN/m ³)	9.000	——	——	——
上側土圧強度Pu(kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側土圧強度P1(kN/m ²)	7.773	——	——	——
土圧力P(kN)	10.883	——	——	——
土圧力の鉛直成分PV(kN)	1.890	——	——	1.890
土圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	0.000	——	——	0.000
土圧力の水平成分PH(kN)	10.717	——	——	10.717
土圧力の水平成分の作用位置YG(m)	0.933	——	——	0.933

なお、土圧係数はクーロン式により求めた。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

地震時(計画水位)



区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ (m)	2.800	——	——	2.800
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	——	——	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	2.800	——	——	——
壁背面と鉛直面とのなす角 θ (度)	0.000	——	——	——
見かけの震度 khg'	0.4222	——	——	——
土圧係数 Kea	0.6960	——	——	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	9.000	——	——	——
上側土圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側土圧強度 P_l (kN/m ²)	17.539	——	——	——
土圧力 P (kN)	24.555	——	——	——
土圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	——	——	0.000
土圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	——	——	0.000
土圧力の水平成分 P_H (kN)	24.555	——	——	24.555
土圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.933	——	——	0.933

なお、土圧係数は修正物部・岡部の近似式(砂質土)により求めた。

$$Kea = 0.24 + 1.08khg'$$

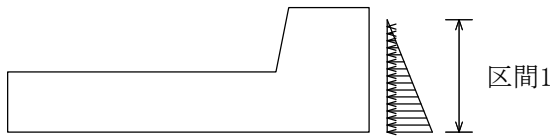
また、土圧算定に用いる khg' は、見かけの水平震度を用いた。

$$khg' = \frac{\gamma \cdot h1 + \gamma' \cdot h2 + \gamma_w \cdot h2 + q'}{\gamma \cdot h1 + \gamma' \cdot h2 + q'} \times khg$$

ここに、

- khg' : 水中の見かけの水平震度
- γ : 地下水位以浅の土の単位体積重量 (kN/m³) = 18.000
- γ' : 地下水位以深の土の見かけの単位体積重量 (kN/m³) = 9.000
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³) = 10.000
- $h1$: 地下水位以浅の土層厚 (m) = 0.000
- $h2$: 地下水位以深の土層厚 (m) = 2.800
- q' : 地震時の地表面載荷荷重 (kN/m²) = 0.000
- khg : レベル1地震動の地盤面における水平震度 = 0.200

地震時(揚圧力無し)



区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ (m)	2.800	——	——	2.800
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	——	——	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	2.800	——	——	——
壁背面と鉛直面とのなす角 θ (度)	0.000	——	——	——
見かけの震度 khg'	0.4222	——	——	——
土圧係数 Kea	0.6960	——	——	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	9.000	——	——	——
上側土圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側土圧強度 P_l (kN/m ²)	17.539	——	——	——
土圧力 P (kN)	24.555	——	——	——
土圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	——	——	0.000
土圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	——	——	0.000
土圧力の水平成分 P_H (kN)	24.555	——	——	24.555
土圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.933	——	——	0.933

なお、土圧係数は修正物部・岡部の近似式(砂質土)により求めた。

$$Kea = 0.24 + 1.08khg'$$

また、土圧算定に用いる khg' は、見かけの水平震度を用いた。

$$khg' = \frac{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + \gamma_w \cdot h_2 + q'}{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + q'} \times khg$$

ここに、

- khg' : 水中の見かけの水平震度
- γ : 地下水位以浅の土の単位体積重量 (kN/m³) = 18.000
- γ' : 地下水位以深の土の見かけの単位体積重量 (kN/m³) = 9.000
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³) = 10.000
- h_1 : 地下水位以浅の土層厚 (m) = 0.000
- h_2 : 地下水位以深の土層厚 (m) = 2.800
- q' : 地震時の地表面載荷荷重 (kN/m²) = 0.000
- khg : レベル1地震動の地盤面における水平震度 = 0.200

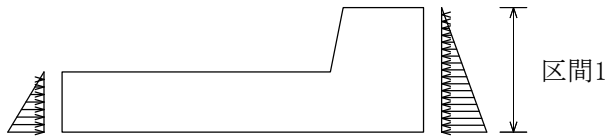
4.2.3 水圧力

(1) 水圧データ(共通)

水の単位体積重量 W_o (kN/m ³)	10.000
-------------------------------------	--------

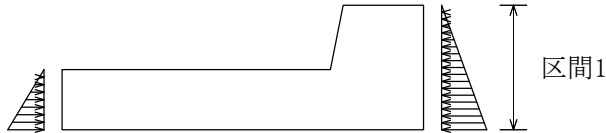
(2) 水圧データ (算出区間)

常時 (計画水位)



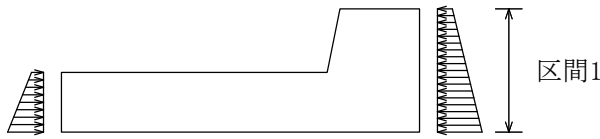
区間データ	背 面				前 面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合 計	
水圧の作用高さ (m)	3.100	—	—	3.100	1.500
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	—	—	—	0.000
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	3.100	—	—	—	1.500
上側水圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	—	—	—	0.000
下側水圧強度 P_1 (kN/m ²)	31.000	—	—	—	15.000
水圧力 P (kN)	48.050	—	—	—	11.250
水圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の水平成分 P_H (kN)	48.050	—	—	48.050	11.250
水圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	1.033	—	—	1.033	0.500

常時 (揚圧力無し)



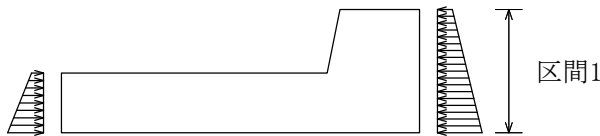
区間データ	背 面				前 面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合 計	
水圧の作用高さ (m)	3.100	—	—	3.100	1.500
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	—	—	—	0.000
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	3.100	—	—	—	1.500
上側水圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	—	—	—	0.000
下側水圧強度 P_1 (kN/m ²)	31.000	—	—	—	15.000
水圧力 P (kN)	48.050	—	—	—	11.250
水圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の水平成分 P_H (kN)	48.050	—	—	48.050	11.250
水圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	1.033	—	—	1.033	0.500

洪水時(計画水位)



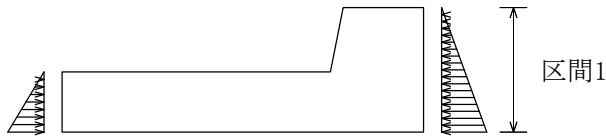
区間データ	背 面				前 面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合 計	
水圧の作用高さ(m)	3.100	—	—	3.100	1.500
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	1.543	—	—	—	0.763
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	4.643	—	—	—	2.263
上側水圧強度Pu (kN/m ²)	15.430	—	—	—	7.630
下側水圧強度P1 (kN/m ²)	46.430	—	—	—	22.630
水圧力P (kN)	95.883	—	—	—	22.695
水圧力の鉛直成分PV (kN)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の鉛直成分の作用位置XG (m)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の水平成分PH (kN)	95.883	—	—	95.883	22.695
水圧力の水平成分の作用位置YG (m)	1.291	—	—	1.291	0.626

洪水時(揚圧力無し)



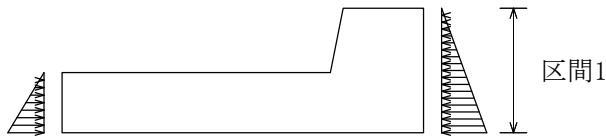
区間データ	背 面				前 面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合 計	
水圧の作用高さ(m)	3.100	—	—	3.100	1.500
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	1.543	—	—	—	0.763
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	4.643	—	—	—	2.263
上側水圧強度Pu (kN/m ²)	15.430	—	—	—	7.630
下側水圧強度P1 (kN/m ²)	46.430	—	—	—	22.630
水圧力P (kN)	95.883	—	—	—	22.695
水圧力の鉛直成分PV (kN)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の鉛直成分の作用位置XG (m)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の水平成分PH (kN)	95.883	—	—	95.883	22.695
水圧力の水平成分の作用位置YG (m)	1.291	—	—	1.291	0.626

地震時(計画水位)



区間データ	背 面				前 面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合 計	
水圧の作用高さ (m)	3.100	—	—	3.100	1.500
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	—	—	—	0.000
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	3.100	—	—	—	1.500
上側水圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	—	—	—	0.000
下側水圧強度 P_1 (kN/m ²)	31.000	—	—	—	15.000
水圧力 P (kN)	48.050	—	—	—	11.250
水圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の水平成分 P_H (kN)	48.050	—	—	48.050	11.250
水圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	1.033	—	—	1.033	0.500

地震時(揚圧力無し)



区間データ	背 面				前 面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合 計	
水圧の作用高さ (m)	3.100	—	—	3.100	1.500
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	—	—	—	0.000
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	3.100	—	—	—	1.500
上側水圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	—	—	—	0.000
下側水圧強度 P_1 (kN/m ²)	31.000	—	—	—	15.000
水圧力 P (kN)	48.050	—	—	—	11.250
水圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	—	—	0.000	—
水圧力の水平成分 P_H (kN)	48.050	—	—	48.050	11.250
水圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	1.033	—	—	1.033	0.500

4.2.4 地震時動水圧

(1) 地震時動水圧

水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	10.000
地震時に構造物に生じる応答に相当する水平震度khs	0.20

地震時動水圧は作用区間の下記Pdを積分することにより求めた。

$$Pd = \frac{7}{8} \gamma_w \cdot khs \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここに、

Pd : 地震時動水圧 (kN/m²)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

khs : 地震時に構造物に生じる応答に相当する水平震度khs

H : 水深 (m)

h : 水面から地震時動水圧が作用する点までの水深 (m)

地震時動水圧による水平力Hew (kN)

$$Hew = \int_{h_1}^{h_2} \frac{7}{8} \gamma_w \cdot khs \cdot \sqrt{H \cdot h} \, dh$$

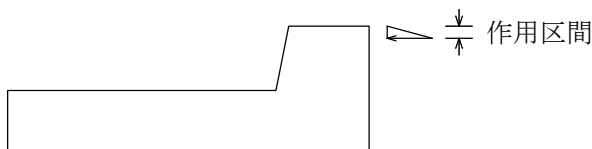
$$= \frac{7}{12} \gamma_w \cdot khs \cdot (\sqrt{H \cdot h_2^3} - \sqrt{H \cdot h_1^3})$$

河床からの作用位置yg (m)

$$yg = H - \int_{h_1}^{h_2} \frac{7}{8} \gamma_w \cdot khs \cdot \sqrt{H \cdot h} \, dh / Hew$$

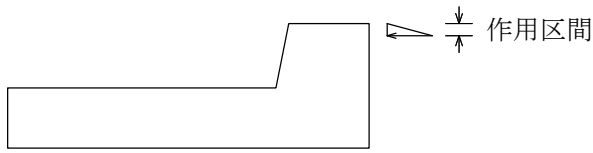
$$= H - \frac{7}{20} \gamma_w \cdot khs \cdot (\sqrt{H \cdot h_2^5} - \sqrt{H \cdot h_1^5}) / Hew$$

地震時(計画水位)



水深H (m)	0.300
水面から地震時動水圧が作用する上端までの水深h1 (m)	0.000
水面から地震時動水圧が作用する下端までの水深h2 (m)	0.300
地震時動水圧による水平力Hew (kN)	0.105
河床からの作用位置yg (m)	0.120

地震時(揚圧力無し)



水深H(m)	0.300
水面から地震時動水圧が作用する上端までの水深h1(m)	0.000
水面から地震時動水圧が作用する下端までの水深h2(m)	0.300
地震時動水圧による水平力Hew(kN)	0.105
河床からの作用位置yg(m)	0.120

4.2.5 揚圧力

(1) 揚圧力(共通)

水の単位体積重量Wo(kN/m³)	10.000
水叩き天端高と本体底面高の差d(m)	1.500
全浸透路長Σl(m)	18.300

各算定区間の揚圧力は、次式により求める。

$$U_{px} = \left(h1a + \Delta h \cdot \frac{\Sigma l - l_x}{\Sigma l} + d \right) \cdot W_o$$

ここに、

U_{px} : 任意の点xでの揚圧力(kN/m²)

Δh : 上流側水位と下流側越流落水位との水位差(m)

l_x : 任意の点までの浸透路長(m)

Σl : 全浸透路長(m)

※下流側のしゃ水工は水抜き穴を設けることで浸透路長としてはみなさない。

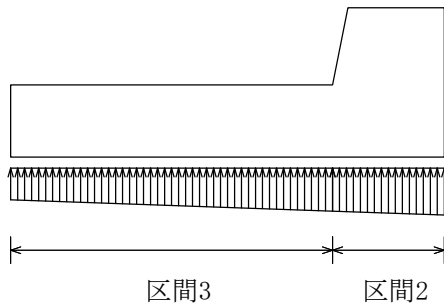
h1a : 越流落水深(m)

W_o : 水の単位体積重量(kN/m³)

d : 水叩き天端高と本体底面高の差(m)

(2) 揚圧力(算出区間)

常時(計画水位)



上流側水位と下流側越流落水位との水位差 $\Delta h(m) = 1.600(m)$

越流落水深

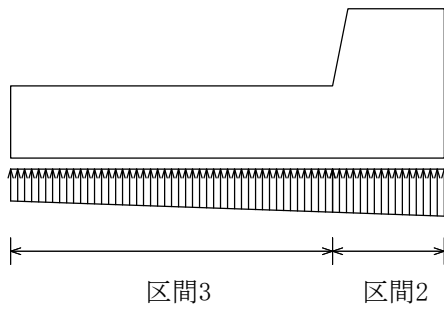
$h1a(m) = 0.000(m)$

区間データ	区間1 背面しや 水工より 上流側	区間2 背面しや 水工から 中流部	区間3 中流部 から前面 しや水工	区間4 前面しや 水工より 下流側	合計
揚圧力の作用幅L(m)	——	2.320	6.680	——	——
算出区間始端までの浸透路長Lb(m)	——	7.800	10.120	——	——
算出区間終端までの浸透路長Lf(m)	——	10.120	16.800	——	——
底面と水平面とのなす角 θ (度)	——	0.000	0.000	——	——
背面側揚圧力Pb (kN/m ²)	——	24.180	22.152	——	——
前面側揚圧力Pf (kN/m ²)	——	22.152	16.311	——	——
揚圧力P (kN)	——	53.745	128.468	——	——
揚圧力の鉛直成分PV (kN)	——	53.745	128.468	——	182.213
揚圧力の鉛直成分の作用位置XG (m)	——	7.857	3.509	——	4.791
揚圧力の水平成分PH (kN)	——	0.000	0.000	——	0.000
揚圧力の水平成分の作用位置YG (m)	——	0.000	0.000	——	0.000

常時(揚圧力無し)

揚圧力は作用しない。

洪水時(計画水位)



上流側水位と下流側越流落水位との水位差 $\Delta h(m) = 2.380(m)$

越流落水深

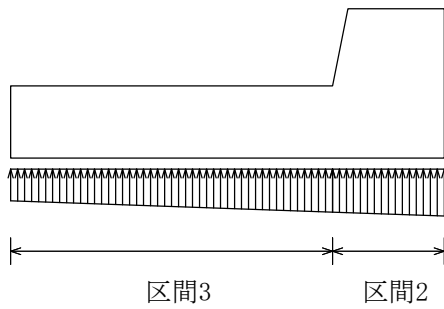
$h1a(m) = 0.763(m)$

区間データ	区間1 背面しゃ 水工より 上流側	区間2 背面しゃ 水工から 中流部	区間3 中流部 から前面 しゃ水工	区間4 前面しゃ 水工より 下流側	合計
揚圧力の作用幅L(m)	——	2.320	6.680	——	——
算出区間始端までの浸透路長Lb(m)	——	7.800	10.120	——	——
算出区間終端までの浸透路長Lf(m)	——	10.120	16.800	——	——
底面と水平面とのなす角 θ (度)	——	0.000	0.000	——	——
背面側揚圧力Pb (kN/m ²)	——	36.286	33.268	——	——
前面側揚圧力Pf (kN/m ²)	——	33.268	24.581	——	——
揚圧力P(kN)	——	80.683	193.217	——	——
揚圧力の鉛直成分PV(kN)	——	80.683	193.217	——	273.900
揚圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	——	7.857	3.507	——	4.788
揚圧力の水平成分PH(kN)	——	0.000	0.000	——	0.000
揚圧力の水平成分の作用位置YG(m)	——	0.000	0.000	——	0.000

洪水時(揚圧力無し)

揚圧力は作用しない。

地震時(計画水位)



上流側水位と下流側越流落水位との水位差 $\Delta h(m) = 1.600(m)$

越流落水深

$h1a(m) = 0.000(m)$

区間データ	区間1 背面しゃ 水工より 上流側	区間2 背面しゃ 水工から 中流部	区間3 中流部 から前面 しゃ水工	区間4 前面しゃ 水工より 下流側	合計
揚圧力の作用幅L(m)	——	2.320	6.680	——	——
算出区間始端までの浸透路長Lb(m)	——	7.800	10.120	——	——
算出区間終端までの浸透路長Lf(m)	——	10.120	16.800	——	——
底面と水平面とのなす角 θ (度)	——	0.000	0.000	——	——
背面側揚圧力Pb (kN/m ²)	——	24.180	22.152	——	——
前面側揚圧力Pf (kN/m ²)	——	22.152	16.311	——	——
揚圧力P(kN)	——	53.745	128.468	——	——
揚圧力の鉛直成分PV(kN)	——	53.745	128.468	——	182.213
揚圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	——	7.857	3.509	——	4.791
揚圧力の水平成分PH(kN)	——	0.000	0.000	——	0.000
揚圧力の水平成分の作用位置YG(m)	——	0.000	0.000	——	0.000

地震時(揚圧力無し)

揚圧力は作用しない。

4.2.6 各ケースの作用力

常時(計画水位)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X(m)	Y(m)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M(kN.m)
躯体	415.422	0.000	5.197	0.000	2158.810	0.000	2158.810
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000
土圧	1.890	-10.717	9.000	0.933	17.008	-10.003	7.005
背面水圧	0.000	-48.050	9.000	1.033	0.000	-49.652	-49.652
前面水圧	—————	11.250	0.000	0.500	—————	5.625	5.625
揚圧力	-182.213	0.000	4.791	0.000	-873.074	0.000	-873.074
任意荷重	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000	0.000
合計	235.099	-47.517	5.541	1.137	1302.744	-54.030	1248.715

常時(揚圧力無し)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X(m)	Y(m)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M(kN.m)
躯体	415.422	0.000	5.197	0.000	2158.810	0.000	2158.810
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000
土圧	1.890	-10.717	9.000	0.933	17.008	-10.003	7.005
背面水圧	0.000	-48.050	9.000	1.033	0.000	-49.652	-49.652
前面水圧	—————	11.250	0.000	0.500	—————	5.625	5.625
揚圧力	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
任意荷重	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000	0.000
合計	417.312	-47.517	5.214	1.137	2175.818	-54.030	2121.788

洪水時(計画水位)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X(m)	Y(m)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M(kN.m)
躯体	415.422	0.000	5.197	0.000	2158.810	0.000	2158.810
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000
土圧	1.890	-10.717	9.000	0.933	17.008	-10.003	7.005
背面水圧	0.000	-95.883	9.000	1.291	0.000	-123.793	-123.793
前面水圧	—————	22.695	0.000	0.626	—————	14.209	14.209
揚圧力	-273.900	0.000	4.788	0.000	-1311.556	0.000	-1311.556
任意荷重	—————	0.000	———	0.000	—————	0.000	0.000
合計	143.412	-83.905	6.026	1.425	864.262	-119.587	744.675

洪水時(揚圧力無し)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X (m)	Y (m)	Mx (kN. m)	My (kN. m)	M (kN. m)
躯体	415.422	0.000	5.197	0.000	2158.810	0.000	2158.810
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	—————	0.000	——	0.000	—————	0.000
土圧	1.890	-10.717	9.000	0.933	17.008	-10.003	7.005
背面水圧	0.000	-95.883	9.000	1.291	0.000	-123.793	-123.793
前面水圧	—————	22.695	0.000	0.626	—————	14.209	14.209
揚圧力	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
任意荷重	—————	0.000	——	0.000	—————	0.000	0.000
合計	417.312	-83.905	5.214	1.425	2175.818	-119.587	2056.231

地震時(計画水位)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X (m)	Y (m)	Mx (kN. m)	My (kN. m)	M (kN. m)
躯体	415.422	-83.084	5.197	1.062	2158.810	-88.227	2070.583
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	—————	0.000	——	0.000	—————	0.000
土圧	0.000	-24.555	9.000	0.933	0.000	-22.918	-22.918
背面水圧	0.000	-48.050	9.000	1.033	0.000	-49.652	-49.652
前面水圧	—————	11.250	0.000	0.500	—————	5.625	5.625
動水圧	—————	-0.105	0.000	2.920	—————	-0.307	-0.307
揚圧力	-182.213	0.000	4.791	0.000	-873.074	0.000	-873.074
任意荷重	—————	0.000	——	0.000	—————	0.000	0.000
合計	233.209	-144.544	5.513	1.076	1285.736	-155.478	1130.258

地震時(揚圧力無し)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X (m)	Y (m)	Mx (kN. m)	My (kN. m)	M (kN. m)
躯体	415.422	-83.084	5.197	1.062	2158.810	-88.227	2070.583
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	—————	0.000	——	0.000	—————	0.000
土圧	0.000	-24.555	9.000	0.933	0.000	-22.918	-22.918
背面水圧	0.000	-48.050	9.000	1.033	0.000	-49.652	-49.652
前面水圧	—————	11.250	0.000	0.500	—————	5.625	5.625
動水圧	—————	-0.105	0.000	2.920	—————	-0.307	-0.307
揚圧力	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
任意荷重	—————	0.000	——	0.000	—————	0.000	0.000
合計	415.422	-144.544	5.197	1.076	2158.810	-155.478	2003.332

4.3 安定計算結果

4.3.1 転倒に対する照査

$$X = \frac{M}{N}$$

$$e = \frac{B}{2} - X$$

ここに、

- X : 底面下流端から合力作用点までの距離(m)
- M : 底面下流端におけるモーメントの和(kN. m)
- N : 底面に作用する鉛直荷重の和(kN)
- e : 偏心距離(m)
- B : 底面幅 = 9.000(m)

ケース	水 位	鉛直力 N(kN)	モーメント M(kN. m)	作用位置 X(m)	偏心量(m)		判定
					e	ea	
常時	計画水位	235.099	1248.715	5.311	-0.811	1.500	OK
常時	揚圧力無し	417.312	2121.788	5.084	-0.584	1.500	OK
洪水時	計画水位	143.412	744.675	5.193	-0.693	1.500	OK
洪水時	揚圧力無し	417.312	2056.231	4.927	-0.427	1.500	OK
地震時	計画水位	233.209	1130.258	4.847	-0.347	3.000	OK
地震時	揚圧力無し	415.422	2003.332	4.822	-0.322	3.000	OK

4.3.2 滑動に対する照査

$$F_s = \frac{N \cdot f}{H}$$

ここに、

- F_s : 滑動に対する安全率
- N : 底面に作用する鉛直荷重の和(kN)
- f : コンクリートと地盤の摩擦係数 = 0.60
- H : 底面に作用する水平荷重の和(kN)

ケース	水 位	鉛直力 N(kN)	水平力 H(kN)	安全率		判定
				F _s	F _{sa}	
常時	計画水位	235.099	47.517	2.969	1.500	OK
常時	揚圧力無し	417.312	47.517	5.269	1.500	OK
洪水時	計画水位	143.412	83.905	1.026	1.500	NG
洪水時	揚圧力無し	417.312	83.905	2.984	1.500	OK
地震時	計画水位	233.209	144.544	0.968	1.200	NG
地震時	揚圧力無し	415.422	144.544	1.724	1.200	OK

4.3.3 地盤支持力に対する照査

荷重の作用位置が底面の核内にある場合(台形分布 $e < B/6$)

$$P = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

荷重の作用位置が底面の核外にある場合(三角形分布 $e \geq B/6$)

$$P = \frac{2 \cdot N}{x}, \quad x = 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

ここに、

P : 鉛直最大反力(kN/m²)

B : 底面幅 = 9.000(m)

x : 底面に作用する鉛直反力の作用幅(m)

N : 底面に作用する鉛直荷重の和(kN)

e : 偏心距離(m)

ケース	水位	鉛直力 N(kN)	モーメント M(kN・m)	偏心量 e(m)	作用幅 x(m)	地盤支持力(kN/m ²)		判定
						P	Pa	
常時	計画水位	235.099	1248.715	0.811	11.066	40.253	300.000	OK
常時	揚圧力無し	417.312	2121.788	0.584	11.747	64.434	300.000	OK
洪水時	計画水位	143.412	744.675	0.693	11.422	23.292	300.000	OK
洪水時	揚圧力無し	417.312	2056.231	0.427	12.218	59.577	300.000	OK
地震時	計画水位	233.209	1130.258	0.347	12.460	31.899	450.000	OK
地震時	揚圧力無し	415.422	2003.332	0.322	12.533	56.079	450.000	OK

5章 本体の設計

5.1 設計条件

(1) コンクリート

設計基準強度	σ_{ck} (N/mm ²)	24.00
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca} (N/mm ²)	8.00
許容せん断応力度	τ_{a1} (N/mm ²)	0.390
許容せん断応力度	τ_{a2} (N/mm ²)	1.700
ヤング係数	$E_c \times 10^4$ (N/mm ²)	2.50

(2) 鉄筋

鉄筋材質(材質名称)		SD345
鉄筋(一般)の許容引張応力度	σ_{sa} (N/mm ²)	180.00
鉄筋(水中)の許容引張応力度	σ_{sa} (N/mm ²)	160.00
鉄筋(地震時)の許容引張応力度	σ_{sa} (N/mm ²)	300.00
ヤング係数	$E_c \times 10^5$ (N/mm ²)	2.00

(3) 荷重状態

荷重状態	常時、洪水時	地震時
許容応力度の割増し係数	1.00	1.50

(4) 検討条件

- ・単鉄筋として計算する。
- ・ヤング係数比は15とする。
- ・主鉄筋はピッチにより入力する。

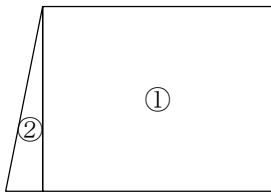
以下の照査位置より上側に作用する水平力及びモーメントを集計し、RC断面計算を行う。

基部からの距離(m)	曲げ照査	せん断照査
0.000	行う	行う

5.2 基部

5.2.1 自重, 慣性力

(1) 躯体ブロックデータ



区分	幅(m)	左高(m)	右高(m)	奥行(m)	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi
						Xi	Yi		
1	2.000	1.600	1.600	1.000	3.200	1.320	0.800	4.224	2.560
2	0.320	0.000	1.600	1.000	0.256	0.213	0.533	0.055	0.137
Σ	—	—	—	—	3.456	—	—	4.279	2.697

重心 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 4.279 / 3.456 = 1.238$ (m)

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 2.697 / 3.456 = 0.780$ (m)

(2) 自重, 慣性力

常時(計画水位)

区分	体積(m³)	単位重量(kN/m³)	自重(kN)	重心位置(m)	モーメント(kN·m)
躯体	3.456	24.500	84.672	1.238	104.826

常時(揚圧力無し)

区分	体積(m³)	単位重量(kN/m³)	自重(kN)	重心位置(m)	モーメント(kN·m)
躯体	3.456	24.500	84.672	1.238	104.826

洪水時(計画水位)

区分	体積(m³)	単位重量(kN/m³)	自重(kN)	重心位置(m)	モーメント(kN·m)
躯体	3.456	24.500	84.672	1.238	104.826

洪水時(揚圧力無し)

区分	体積(m³)	単位重量(kN/m³)	自重(kN)	重心位置(m)	モーメント(kN·m)
躯体	3.456	24.500	84.672	1.238	104.826

地震時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	3.456	24.500	84.672	1.238	104.826

区分	自重 (kN)	設計水平 震度 Kh	慣性力 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	84.672	0.20	16.934	0.780	13.213

地震時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	3.456	24.500	84.672	1.238	104.826

区分	自重 (kN)	設計水平 震度 Kh	慣性力 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	84.672	0.20	16.934	0.780	13.213

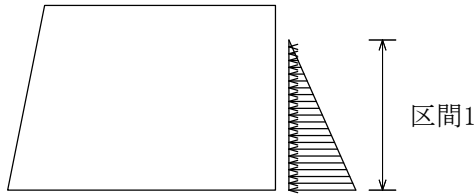
5.2.2 土圧力

(1) 土圧データ(共通)

土の湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	18.000
土の飽和単位体積重量 γ_b (kN/m ³)	19.000
土の水中単位体積重量 γ_{bw} (kN/m ³)	9.000
水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	10.000
地表面と水平面とのなす角 α (度)	0.000
土のせん断抵抗角 ϕ (度)	30.000
常時の壁面摩擦角 δ (度)	10.000
洪水時の壁面摩擦角 δ (度)	10.000
地震時の壁面摩擦角 δ (度)	0.000
地盤面の水平震度 $k_h g$	0.20

(2) 土圧データ (算出区間)

常時 (計画水位)

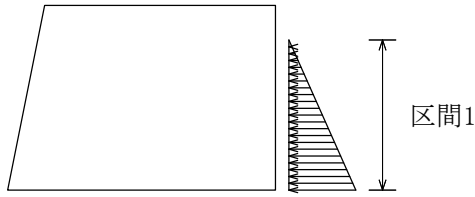


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ (m)	1.300	—	—	1.300
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	—	—	—
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.300	—	—	—
壁背面と鉛直面とのなす角 θ (度)	0.000	—	—	—
土圧係数 K_a	0.3085	—	—	—
土圧強度算定用の土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	9.000	—	—	—
上側土圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	—	—	—
下側土圧強度 P_l (kN/m ²)	3.609	—	—	—
土圧力 P (kN)	2.346	—	—	—
土圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.407	—	—	0.407
土圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	—	—	0.000
土圧力の水平成分 P_H (kN)	2.310	—	—	2.310
土圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.433	—	—	0.433

なお、土圧係数はクーロン式により求めた。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

常時(揚圧力無し)

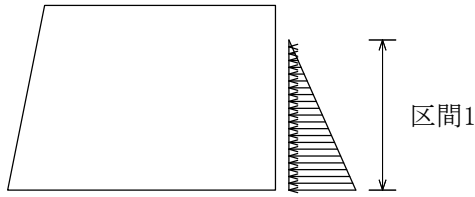


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ (m)	1.300	——	——	1.300
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	——	——	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.300	——	——	——
壁背面と鉛直面とのなす角 θ (度)	0.000	——	——	——
土圧係数 K_a	0.3085	——	——	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	9.000	——	——	——
上側土圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側土圧強度 P_l (kN/m ²)	3.609	——	——	——
土圧力 P (kN)	2.346	——	——	——
土圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.407	——	——	0.407
土圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	——	——	0.000
土圧力の水平成分 P_H (kN)	2.310	——	——	2.310
土圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.433	——	——	0.433

なお、土圧係数はクーロン式により求めた。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

洪水時(計画水位)

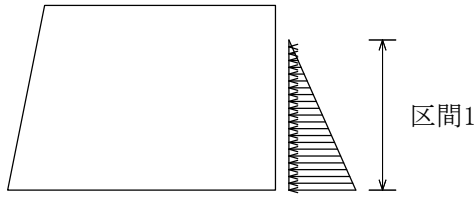


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ (m)	1.300	——	——	1.300
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	——	——	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.300	——	——	——
壁背面と鉛直面とのなす角 θ (度)	0.000	——	——	——
土圧係数Ka	0.3085	——	——	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	9.000	——	——	——
上側土圧強度Pu (kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側土圧強度P1 (kN/m ²)	3.609	——	——	——
土圧力P (kN)	2.346	——	——	——
土圧力の鉛直成分PV (kN)	0.407	——	——	0.407
土圧力の鉛直成分の作用位置XG (m)	0.000	——	——	0.000
土圧力の水平成分PH (kN)	2.310	——	——	2.310
土圧力の水平成分の作用位置YG (m)	0.433	——	——	0.433

なお、土圧係数はクーロン式により求めた。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

洪水時(揚圧力無し)

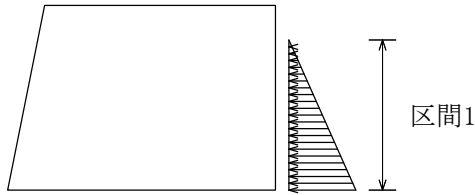


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ(m)	1.300	——	——	1.300
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.000	——	——	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.300	——	——	——
壁背面と鉛直面とのなす角θ(度)	0.000	——	——	——
土圧係数Ka	0.3085	——	——	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量γ(kN/m ³)	9.000	——	——	——
上側土圧強度Pu(kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側土圧強度P1(kN/m ²)	3.609	——	——	——
土圧力P(kN)	2.346	——	——	——
土圧力の鉛直成分PV(kN)	0.407	——	——	0.407
土圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	0.000	——	——	0.000
土圧力の水平成分PH(kN)	2.310	——	——	2.310
土圧力の水平成分の作用位置YG(m)	0.433	——	——	0.433

なお、土圧係数はクーロン式により求めた。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

地震時(計画水位)



区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ (m)	1.300	——	——	1.300
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	——	——	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.300	——	——	——
壁背面と鉛直面とのなす角 θ (度)	0.000	——	——	——
見かけの震度 khg'	0.4222	——	——	——
土圧係数 Kea	0.6960	——	——	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	9.000	——	——	——
上側土圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側土圧強度 P_l (kN/m ²)	8.143	——	——	——
土圧力 P (kN)	5.293	——	——	——
土圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	——	——	0.000
土圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	——	——	0.000
土圧力の水平成分 P_H (kN)	5.293	——	——	5.293
土圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.433	——	——	0.433

なお、土圧係数は修正物部・岡部の近似式(砂質土)により求めた。

$$Kea = 0.24 + 1.08khg'$$

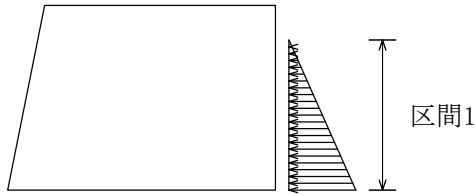
また、土圧算定に用いる khg' は、見かけの水平震度を用いた。

$$khg' = \frac{\gamma \cdot h1 + \gamma' \cdot h2 + \gamma_w \cdot h2 + q'}{\gamma \cdot h1 + \gamma' \cdot h2 + q'} \times khg$$

ここに、

- khg' : 水中の見かけの水平震度
- γ : 地下水位以浅の土の単位体積重量 (kN/m³) = 18.000
- γ' : 地下水位以深の土の見かけの単位体積重量 (kN/m³) = 9.000
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³) = 10.000
- $h1$: 地下水位以浅の土層厚 (m) = 0.000
- $h2$: 地下水位以深の土層厚 (m) = 1.300
- q' : 地震時の地表面載荷荷重 (kN/m²) = 0.000
- khg : レベル1地震動の地盤面における水平震度 = 0.200

地震時(揚圧力無し)



区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ (m)	1.300	—	—	1.300
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	—	—	—
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.300	—	—	—
壁背面と鉛直面とのなす角 θ (度)	0.000	—	—	—
見かけの震度 khg'	0.4222	—	—	—
土圧係数 Kea	0.6960	—	—	—
土圧強度算定用の土の単位体積重量 γ (kN/m^3)	9.000	—	—	—
上側土圧強度 P_u (kN/m^2)	0.000	—	—	—
下側土圧強度 P_l (kN/m^2)	8.143	—	—	—
土圧力 P (kN)	5.293	—	—	—
土圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	—	—	0.000
土圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	—	—	0.000
土圧力の水平成分 P_H (kN)	5.293	—	—	5.293
土圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.433	—	—	0.433

なお、土圧係数は修正物部・岡部の近似式(砂質土)により求めた。

$$Kea = 0.24 + 1.08khg'$$

また、土圧算定に用いる khg' は、見かけの水平震度を用いた。

$$khg' = \frac{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + \gamma_w \cdot h_2 + q'}{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + q'} \times khg$$

ここに、

- khg' : 水中の見かけの水平震度
- γ : 地下水位以浅の土の単位体積重量 (kN/m^3) = 18.000
- γ' : 地下水位以深の土の見かけの単位体積重量 (kN/m^3) = 9.000
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3) = 10.000
- h_1 : 地下水位以浅の土層厚 (m) = 0.000
- h_2 : 地下水位以深の土層厚 (m) = 1.300
- q' : 地震時の地表面載荷荷重 (kN/m^2) = 0.000
- khg : レベル1地震動の地盤面における水平震度 = 0.200

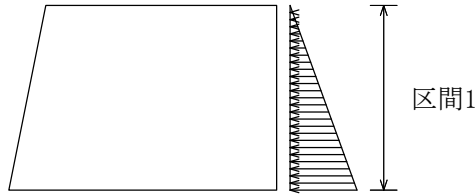
5.2.3 水圧力

(1) 水圧データ(共通)

水の単位体積重量 W_o (kN/m^3)	10.000
-----------------------------	--------

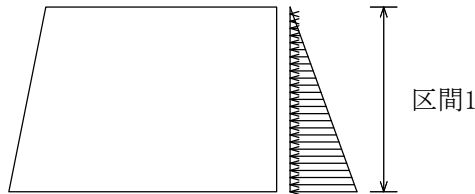
(2) 水圧データ (算出区間)

常時 (計画水位)



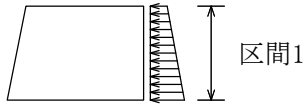
区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
水圧の作用高さ (m)	1.600	—	—	1.600
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	—	—	—
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.600	—	—	—
上側水圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	—	—	—
下側水圧強度 P_1 (kN/m ²)	16.000	—	—	—
水圧力 P (kN)	12.800	—	—	—
水圧力の鉛直成分 PV (kN)	0.000	—	—	0.000
水圧力の鉛直成分の作用位置 XG (m)	0.000	—	—	0.000
水圧力の水平成分 PH (kN)	12.800	—	—	12.800
水圧力の水平成分の作用位置 YG (m)	0.533	—	—	0.533

常時 (揚圧力無し)



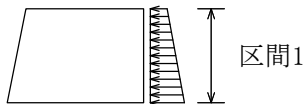
区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
水圧の作用高さ (m)	1.600	—	—	1.600
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	—	—	—
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.600	—	—	—
上側水圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	—	—	—
下側水圧強度 P_1 (kN/m ²)	16.000	—	—	—
水圧力 P (kN)	12.800	—	—	—
水圧力の鉛直成分 PV (kN)	0.000	—	—	0.000
水圧力の鉛直成分の作用位置 XG (m)	0.000	—	—	0.000
水圧力の水平成分 PH (kN)	12.800	—	—	12.800
水圧力の水平成分の作用位置 YG (m)	0.533	—	—	0.533

洪水時(計画水位)



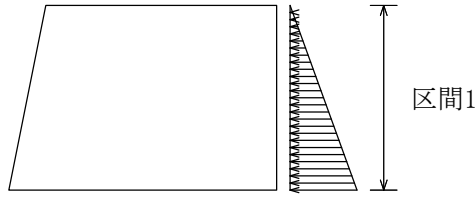
区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
水圧の作用高さ (m)	1.600	——	——	1.600
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	1.543	——	——	——
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	3.143	——	——	——
上側水圧強度 P_u (kN/m ²)	15.430	——	——	——
下側水圧強度 P_l (kN/m ²)	31.430	——	——	——
水圧力 P (kN)	37.488	——	——	——
水圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	——	——	0.000
水圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	——	——	0.000
水圧力の水平成分 P_H (kN)	37.488	——	——	37.488
水圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.709	——	——	0.709

洪水時(揚圧力無し)



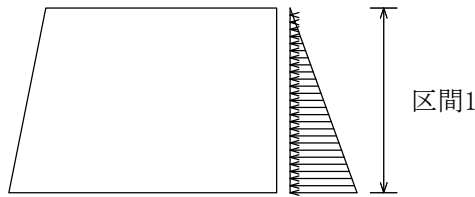
区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
水圧の作用高さ (m)	1.600	——	——	1.600
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	1.543	——	——	——
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	3.143	——	——	——
上側水圧強度 P_u (kN/m ²)	15.430	——	——	——
下側水圧強度 P_l (kN/m ²)	31.430	——	——	——
水圧力 P (kN)	37.488	——	——	——
水圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	——	——	0.000
水圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	——	——	0.000
水圧力の水平成分 P_H (kN)	37.488	——	——	37.488
水圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.709	——	——	0.709

地震時(計画水位)



区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
水圧の作用高さ (m)	1.600	——	——	1.600
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	——	——	——
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.600	——	——	——
上側水圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側水圧強度 P_l (kN/m ²)	16.000	——	——	——
水圧力 P (kN)	12.800	——	——	——
水圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	——	——	0.000
水圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	——	——	0.000
水圧力の水平成分 P_H (kN)	12.800	——	——	12.800
水圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.533	——	——	0.533

地震時(揚圧力無し)



区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
水圧の作用高さ (m)	1.600	——	——	1.600
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ (m)	0.000	——	——	——
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ (m)	1.600	——	——	——
上側水圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	——	——	——
下側水圧強度 P_l (kN/m ²)	16.000	——	——	——
水圧力 P (kN)	12.800	——	——	——
水圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	——	——	0.000
水圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	——	——	0.000
水圧力の水平成分 P_H (kN)	12.800	——	——	12.800
水圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.533	——	——	0.533

5.2.4 地震時動水圧

(1) 地震時動水圧

水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	10.000
地震時に構造物に生じる応答に相当する水平震度khs	0.20

地震時動水圧は作用区間の下記Pdを積分することにより求めた。

$$Pd = \frac{7}{8} \gamma_w \cdot khs \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここに、

Pd : 地震時動水圧 (kN/m²)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

khs : 地震時に構造物に生じる応答に相当する水平震度khs

H : 水深 (m)

h : 水面から地震時動水圧が作用する点までの水深 (m)

地震時動水圧による水平力Hew (kN)

$$Hew = \int_{h_1}^{h_2} \frac{7}{8} \gamma_w \cdot khs \cdot \sqrt{H \cdot h} \, dh$$

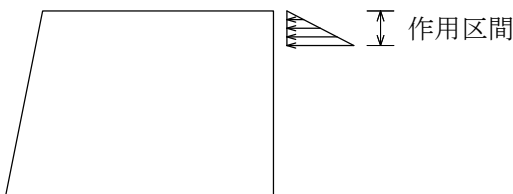
$$= \frac{7}{12} \gamma_w \cdot khs \cdot (\sqrt{H \cdot h_2^3} - \sqrt{H \cdot h_1^3})$$

河床からの作用位置yg (m)

$$yg = H - \int_{h_1}^{h_2} \frac{7}{8} \gamma_w \cdot khs \cdot \sqrt{H \cdot h} \, dh / Hew$$

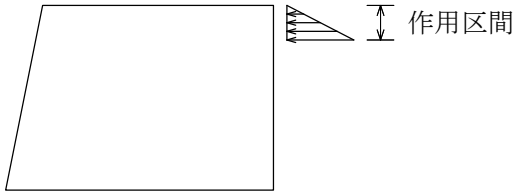
$$= H - \frac{7}{20} \gamma_w \cdot khs \cdot (\sqrt{H \cdot h_2^5} - \sqrt{H \cdot h_1^5}) / Hew$$

地震時(計画水位)



水深H(m)	0.300
水面から地震時動水圧が作用する上端までの水深h1(m)	0.000
水面から地震時動水圧が作用する下端までの水深h2(m)	0.300
地震時動水圧による水平力Hew(kN)	0.105
河床からの作用位置yg(m)	0.120

地震時(揚圧力無し)



水深H(m)	0.300
水面から地震時動水圧が作用する上端までの水深h1(m)	0.000
水面から地震時動水圧が作用する下端までの水深h2(m)	0.300
地震時動水圧による水平力Hew(kN)	0.105
河床からの作用位置yg(m)	0.120

5.2.5 断面力の集計

常時(計画水位)

区分	水平力(kN)	作用位置 Y(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	0.000	0.000	0.000
土圧	2.310	0.433	1.001
背面水圧	12.800	0.533	6.827
任意荷重	0.000	0.000	0.000
合計	15.110	0.518	7.828

常時(揚圧力無し)

区分	水平力(kN)	作用位置 Y(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	0.000	0.000	0.000
土圧	2.310	0.433	1.001
背面水圧	12.800	0.533	6.827
任意荷重	0.000	0.000	0.000
合計	15.110	0.518	7.828

洪水時(計画水位)

区分	水平力(kN)	作用位置 Y(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	0.000	0.000	0.000
土圧	2.310	0.433	1.001
背面水圧	37.488	0.709	26.577
任意荷重	0.000	0.000	0.000
合計	39.798	0.693	27.578

洪水時(揚圧力無し)

区分	水平力 (kN)	作用位置 Y(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	0.000	0.000	0.000
土圧	2.310	0.433	1.001
背面水圧	37.488	0.709	26.577
任意荷重	0.000	0.000	0.000
合計	39.798	0.693	27.578

地震時(計画水位)

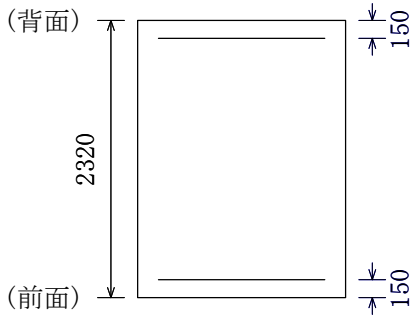
区分	水平力 (kN)	作用位置 Y(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	16.934	0.780	13.213
土圧	5.293	0.433	2.294
背面水圧	12.800	0.533	6.827
動水圧	0.105	1.420	0.149
任意荷重	0.000	0.000	0.000
合計	35.132	0.640	22.482

地震時(揚圧力無し)

区分	水平力 (kN)	作用位置 Y(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	16.934	0.780	13.213
土圧	5.293	0.433	2.294
背面水圧	12.800	0.533	6.827
動水圧	0.105	1.420	0.149
任意荷重	0.000	0.000	0.000
合計	35.132	0.640	22.482

5.2.6 断面情報

単鉄筋矩形断面としてRC断面計算を行う。



本体背面

No.	かぶり (mm)	径	ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
1	150	D16	250.000	794.40

本体前面

No.	かぶり (mm)	径	ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
1	150	D16	250.000	794.40

5.2.7 曲げモーメントに対する照査

ケース	水位	モーメント M (kN.m)	中立軸位置 x (mm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
				σ_c	σ_{ca}	σ_s	σ_{sa}	
常時	計画水位	7.828	215.801	0.03	8.00	4.70	160.00	OK
常時	揚圧力無し	7.828	215.801	0.03	8.00	4.70	160.00	OK
洪水時	計画水位	27.578	215.801	0.12	8.00	16.55	160.00	OK
洪水時	揚圧力無し	27.578	215.801	0.12	8.00	16.55	160.00	OK
地震時	計画水位	22.482	215.801	0.10	12.00	13.49	300.00	OK
地震時	揚圧力無し	22.482	215.801	0.10	12.00	13.49	300.00	OK

5.2.8 せん断力に対する照査

せん断応力度は、次式により求める。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d}$$

ここに、

- S : 部材断面のせん断力 (kN)
- b : 部材の断面幅 = 1000 (mm)
- d : 部材の有効高 (mm)

ケース	水位	有効高 d(mm)	せん断力 S(kN)	せん断応力度(N/mm ²)			斜引張鉄筋(mm ²)		判定
				τ_m	τ_{a1}	τ_{a2}	Aw	Awreq	
常時	計画水位	2170.0	15.110	0.007	0.390	1.700	126.70	—	OK
常時	揚圧力無し	2170.0	15.110	0.007	0.390	1.700	126.70	—	OK
洪水時	計画水位	2170.0	39.798	0.018	0.390	1.700	126.70	—	OK
洪水時	揚圧力無し	2170.0	39.798	0.018	0.390	1.700	126.70	—	OK
地震時	計画水位	2170.0	35.132	0.016	0.585	2.550	126.70	—	OK
地震時	揚圧力無し	2170.0	35.132	0.016	0.585	2.550	126.70	—	OK

6章 水叩きの設計

6.1 設計条件

(1) コンクリート

設計基準強度	σ_{ck} (N/mm ²)	24.00
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca} (N/mm ²)	8.00
許容せん断応力度	τ_{a1} (N/mm ²)	0.390
許容せん断応力度	τ_{a2} (N/mm ²)	1.700
ヤング係数	$E_c \times 10^4$ (N/mm ²)	2.50

(2) 鉄筋

鉄筋材質(材質名称)		SD345
鉄筋(一般)の許容引張応力度	σ_{sa} (N/mm ²)	180.00
鉄筋(水中)の許容引張応力度	σ_{sa} (N/mm ²)	160.00
鉄筋(地震時)の許容引張応力度	σ_{sa} (N/mm ²)	300.00
ヤング係数	$E_c \times 10^5$ (N/mm ²)	2.00

(3) 荷重状態

荷重状態	常時、洪水時	地震時
許容応力度の割増し係数	1.00	1.50

(4) 検討条件

- ・単鉄筋として計算する。
- ・ヤング係数比は15とする。
- ・主鉄筋はピッチにより入力する。

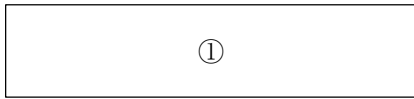
以下の照査位置より先端側に作用する鉛直力及びモーメントを集計し、RC断面計算を行う。

基部からの距離(m)	曲げ照査	せん断照査
0.000	行う	行わない
0.750	行わない	行う

6.2 基部

6.2.1 自重

(1) 躯体ブロックデータ

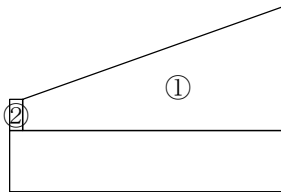


区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$
						X_i	Y_i		
1	6.680	1.500	1.500	1.000	10.020	3.340	0.750	33.467	7.515
Σ	—	—	—	—	10.020	—	—	33.467	7.515

重心 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 33.467 / 10.020 = 3.340$ (m)

$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 7.515 / 10.020 = 0.750$ (m)

洪水時(計画水位)

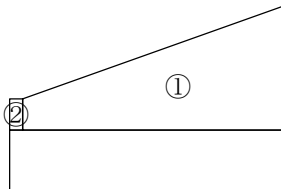


区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$
						X_i	Y_i		
1	6.361	0.763	3.029	1.000	12.060	4.133	2.561	49.846	30.885
2	0.319	0.763	0.763	1.000	0.243	0.159	1.882	0.039	0.458
Σ	—	—	—	—	12.304	—	—	49.885	31.343

重心 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 49.885 / 12.304 = 4.054$ (m)

$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 31.343 / 12.304 = 2.547$ (m)

洪水時(揚圧力無し)



区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$
						X_i	Y_i		
1	6.361	0.763	3.029	1.000	12.060	4.133	2.561	49.846	30.885
2	0.319	0.763	0.763	1.000	0.243	0.159	1.882	0.039	0.458
Σ	—	—	—	—	12.304	—	—	49.885	31.343

重心 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 49.885 / 12.304 = 4.054$ (m)

$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 31.343 / 12.304 = 2.547$ (m)

(2) 自重, 慣性力

常時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	10.020	24.500	245.490	3.340	819.937
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

常時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	10.020	24.500	245.490	3.340	819.937
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

洪水時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	10.020	24.500	245.490	3.340	819.937
水	12.304	0.000	0.000	0.000	0.000

洪水時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	10.020	24.500	245.490	3.340	819.937
水	12.304	0.000	0.000	0.000	0.000

地震時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	10.020	24.500	245.490	3.340	819.937
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

地震時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	10.020	24.500	245.490	3.340	819.937
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

6.2.2 揚圧力

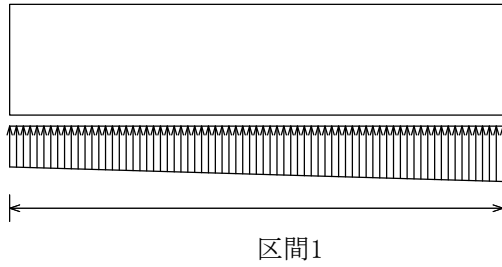
安定計算の結果より照査位置から水叩き先端までに作用する揚圧力を用いる。

(1) 揚圧力(共通)

水の単位体積重量 W_0 (kN/m ³)	10.000
-------------------------------------	--------

(2) 揚圧力(算出区間)

常時(計画水位)

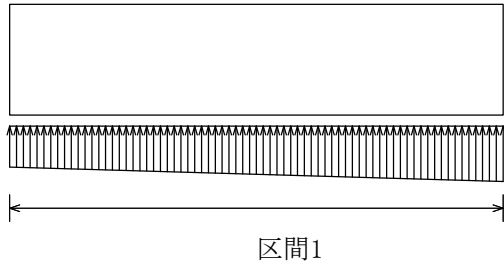


区間データ	区間1 照査位置 から前面 しゃ水工	区間2 前面しゃ 水工より 下流側	合計
揚圧力の作用幅L(m)	6.680	——	——
算出区間始端までの浸透路長Lb(m)	10.120	——	——
算出区間終端までの浸透路長Lf(m)	16.800	——	——
底面と水平面とのなす角θ(度)	0.000	——	——
背面側揚圧力Pb(kN/m ²)	22.152	——	——
前面側揚圧力Pf(kN/m ²)	16.311	——	——
揚圧力P(kN)	128.468	——	——
揚圧力の鉛直成分PV(kN)	128.468	——	128.468
揚圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	3.171	——	3.171
揚圧力の水平成分PH(kN)	0.000	——	0.000
揚圧力の水平成分の作用位置YG(m)	0.000	——	0.000

常時(揚圧力無し)

揚圧力は作用しない。

洪水時(計画水位)

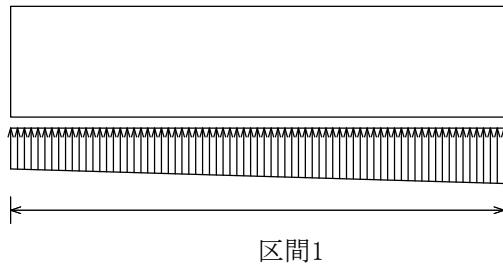


区間データ	区間1 照査位置 から前面 しゃ水工	区間2 前面しゃ 水工より 下流側	合 計
揚圧力の作用幅L(m)	6.680	—	—
算出区間始端までの浸透路長Lb(m)	10.120	—	—
算出区間終端までの浸透路長Lf(m)	16.800	—	—
底面と水平面とのなす角θ(度)	0.000	—	—
背面側揚圧力Pb(kN/m ²)	33.268	—	—
前面側揚圧力Pf(kN/m ²)	24.581	—	—
揚圧力P(kN)	193.217	—	—
揚圧力の鉛直成分PV(kN)	193.217	—	193.217
揚圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	3.173	—	3.173
揚圧力の水平成分PH(kN)	0.000	—	0.000
揚圧力の水平成分の作用位置YG(m)	0.000	—	0.000

洪水時(揚圧力無し)

揚圧力は作用しない。

地震時(計画水位)



区間データ	区間1 照査位置 から前面 しゃ水工	区間2 前面しゃ 水工より 下流側	合 計
揚圧力の作用幅L(m)	6.680	—	—
算出区間始端までの浸透路長Lb(m)	10.120	—	—
算出区間終端までの浸透路長Lf(m)	16.800	—	—
底面と水平面とのなす角θ(度)	0.000	—	—
背面側揚圧力Pb(kN/m ²)	22.152	—	—
前面側揚圧力Pf(kN/m ²)	16.311	—	—
揚圧力P(kN)	128.468	—	—
揚圧力の鉛直成分PV(kN)	128.468	—	128.468
揚圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	3.171	—	3.171
揚圧力の水平成分PH(kN)	0.000	—	0.000
揚圧力の水平成分の作用位置YG(m)	0.000	—	0.000

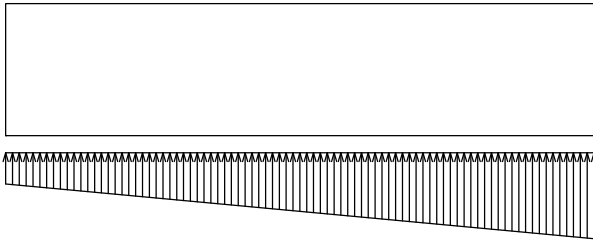
地震時(揚圧力無し)

揚圧力は作用しない。

6.2.3 地盤反力

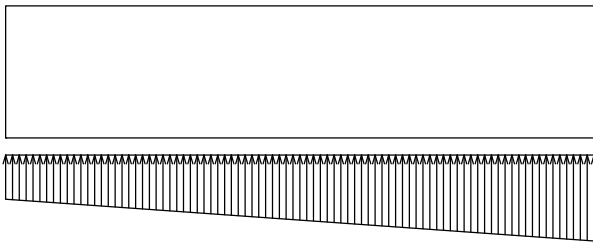
安定計算の結果より照査位置から水叩き先端までに作用する地盤反力を用いる。

常時(計画水位)



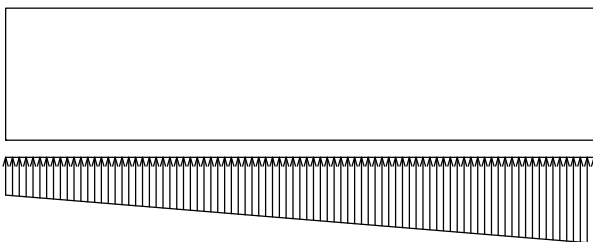
地盤反力度 (kN/m ²)			張出長 L (m)	作用幅 Lx (m)	地盤反力 V (kN)	作用位置 x (m)
前面側Pf	背面側Pb	照査位置Pm				
11.991	40.253	32.968	6.680	6.680	150.162	2.821

常時(揚圧力無し)



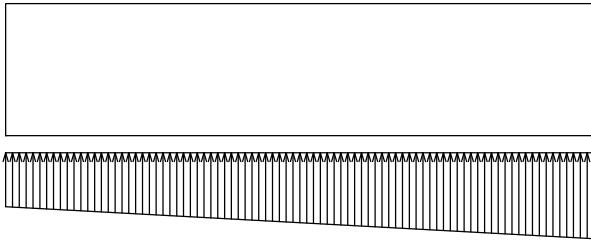
地盤反力度 (kN/m ²)			張出長 L (m)	作用幅 Lx (m)	地盤反力 V (kN)	作用位置 x (m)
前面側Pf	背面側Pb	照査位置Pm				
28.302	64.434	55.120	6.680	6.680	278.630	2.982

洪水時(計画水位)



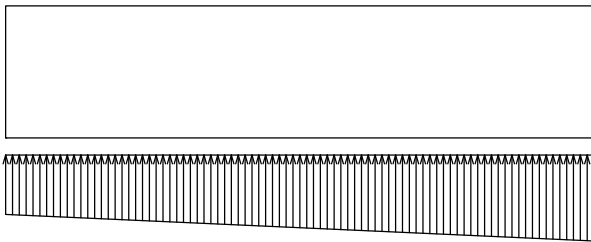
地盤反力度 (kN/m ²)			張出長 L (m)	作用幅 Lx (m)	地盤反力 V (kN)	作用位置 x (m)
前面側Pf	背面側Pb	照査位置Pm				
8.578	23.292	19.499	6.680	6.680	93.775	2.907

洪水時(揚圧力無し)



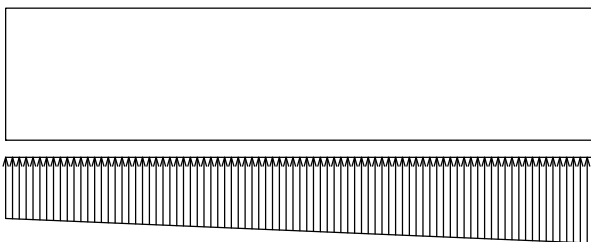
地盤反力度 (kN/m ²)			張出長 L (m)	作用幅 Lx (m)	地盤反力 V (kN)	作用位置 x (m)
前面側Pf	背面側Pb	照査位置Pm				
33.158	59.577	52.767	6.680	6.680	286.992	3.086

地震時(計画水位)



地盤反力度 (kN/m ²)			張出長 L (m)	作用幅 Lx (m)	地盤反力 V (kN)	作用位置 x (m)
前面側Pf	背面側Pb	照査位置Pm				
19.926	31.899	28.812	6.680	6.680	162.784	3.137

地震時(揚圧力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)			張出長 L (m)	作用幅 Lx (m)	地盤反力 V (kN)	作用位置 x (m)
前面側Pf	背面側Pb	照査位置Pm				
36.237	56.079	50.964	6.680	6.680	291.252	3.152

6.2.4 断面力の集計

常時(計画水位)

区分	鉛直力 (kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	-245.490	3.340	-819.937
水	0.000	0.000	0.000
揚圧力	128.468	3.171	407.364
地盤反力	150.162	2.821	423.538
合計	33.140	0.331	10.966

常時(揚圧力無し)

区分	鉛直力 (kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	-245.490	3.340	-819.937
水	0.000	0.000	0.000
揚圧力	0.000	0.000	0.000
地盤反力	278.630	2.982	830.903
合計	33.140	0.331	10.966

洪水時(計画水位)

区分	鉛直力 (kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	-245.490	3.340	-819.937
水	0.000	0.000	0.000
揚圧力	193.217	3.173	613.038
地盤反力	93.775	2.907	272.599
合計	41.502	1.583	65.701

洪水時(揚圧力無し)

区分	鉛直力 (kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	-245.490	3.340	-819.937
水	0.000	0.000	0.000
揚圧力	0.000	0.000	0.000
地盤反力	286.992	3.086	885.637
合計	41.502	1.583	65.701

地震時(計画水位)

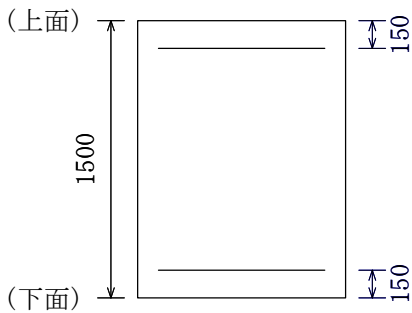
区分	鉛直力 (kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	-245.490	3.340	-819.937
水	0.000	0.000	0.000
揚圧力	128.468	3.171	407.364
地盤反力	162.784	3.137	510.654
合計	45.762	2.143	98.082

地震時(揚圧力無し)

区分	鉛直力 (kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	-245.490	3.340	-819.937
水	0.000	0.000	0.000
揚圧力	0.000	0.000	0.000
地盤反力	291.252	3.152	918.019
合計	45.762	2.143	98.082

6.2.5 断面情報

単鉄筋矩形断面としてRC断面計算を行う。



水叩き上面

No.	かぶり (mm)	径	ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
1	150	D16	250.000	794.40

水叩き下面

No.	かぶり (mm)	径	ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
1	150	D16	250.000	794.40

6.2.6 曲げモーメントに対する照査

ケース	水位	モーメント M(kN.m)	中立軸 位置 x(mm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
				σ_c	σ_{ca}	σ_s	σ_{sa}	
常時	計画水位	10.966	167.908	0.10	8.00	10.67	160.00	OK
常時	揚圧力無し	10.966	167.908	0.10	8.00	10.67	160.00	OK
洪水時	計画水位	65.701	167.908	0.61	8.00	63.91	160.00	OK
洪水時	揚圧力無し	65.701	167.908	0.61	8.00	63.91	160.00	OK
地震時	計画水位	98.082	167.908	0.90	12.00	95.41	300.00	OK
地震時	揚圧力無し	98.082	167.908	0.90	12.00	95.41	300.00	OK

6.3 中間部1

6.3.1 自重

(1) 躯体ブロックデータ

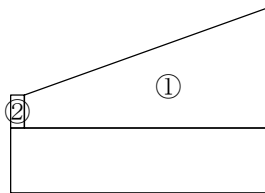


区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 Vi (m ³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi
						Xi	Yi		
1	5.930	1.500	1.500	1.000	8.895	2.965	0.750	26.374	6.671
Σ	—	—	—	—	8.895	—	—	26.374	6.671

重心 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 26.374 / 8.895 = 2.965$ (m)

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 6.671 / 8.895 = 0.750$ (m)

洪水時(計画水位)

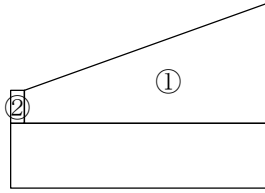


区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 Vi (m ³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi
						Xi	Yi		
1	5.611	0.763	2.775	1.000	9.925	3.656	2.480	36.288	24.611
2	0.319	0.763	0.763	1.000	0.243	0.159	1.882	0.039	0.458
Σ	—	—	—	—	10.168	—	—	36.327	25.069

重心 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 36.327 / 10.168 = 3.573$ (m)

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 25.069 / 10.168 = 2.465$ (m)

洪水時(揚圧力無し)



区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$
						X_i	Y_i		
1	5.611	0.763	2.775	1.000	9.925	3.656	2.480	36.288	24.611
2	0.319	0.763	0.763	1.000	0.243	0.159	1.882	0.039	0.458
Σ	—	—	—	—	10.168	—	—	36.327	25.069

重心 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 36.327 / 10.168 = 3.573$ (m)

$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 25.069 / 10.168 = 2.465$ (m)

(2) 自重, 慣性力

常時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	8.895	24.500	217.927	2.965	646.155
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

常時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	8.895	24.500	217.927	2.965	646.155
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

洪水時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	8.895	24.500	217.927	2.965	646.155
水	10.168	0.000	0.000	0.000	0.000

洪水時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	8.895	24.500	217.927	2.965	646.155
水	10.168	0.000	0.000	0.000	0.000

地震時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN・m)
躯体	8.895	24.500	217.927	2.965	646.155
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

地震時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN・m)
躯体	8.895	24.500	217.927	2.965	646.155
水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

6.3.2 揚圧力

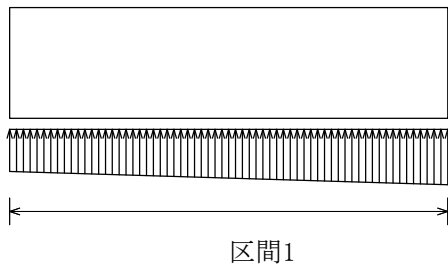
安定計算の結果より照査位置から水叩き先端までに作用する揚圧力を用いる。

(1) 揚圧力(共通)

水の単位体積重量 W_0 (kN/m ³)	10.000
-------------------------------------	--------

(2) 揚圧力(算出区間)

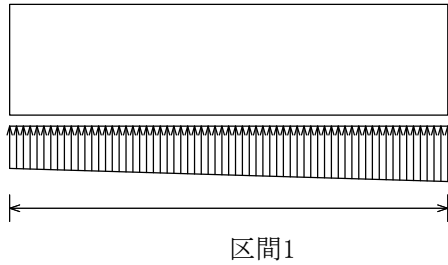
常時(計画水位)



区間データ	区間1 照査位置 から前面 しゃ水工	区間2 前面しゃ 水工より 下流側	合計
揚圧力の作用幅L (m)	5.930	——	——
算出区間始端までの浸透路長L _b (m)	10.870	——	——
算出区間終端までの浸透路長L _f (m)	16.800	——	——
底面と水平面とのなす角 θ (度)	0.000	——	——
背面側揚圧力P _b (kN/m ²)	21.496	——	——
前面側揚圧力P _f (kN/m ²)	16.311	——	——
揚圧力P (kN)	112.100	——	——
揚圧力の鉛直成分PV (kN)	112.100	——	112.100
揚圧力の鉛直成分の作用位置XG (m)	2.829	——	2.829
揚圧力の水平成分PH (kN)	0.000	——	0.000
揚圧力の水平成分の作用位置YG (m)	0.000	——	0.000

常時(揚圧力無し)
揚圧力は作用しない。

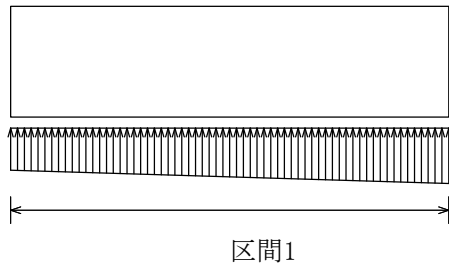
洪水時(計画水位)



区間データ	区間1 照査位置 から前面 しゃ水工	区間2 前面しゃ 水工より 下流側	合計
揚圧力の作用幅L(m)	5.930	——	——
算出区間始端までの浸透路長Lb(m)	10.870	——	——
算出区間終端までの浸透路長Lf(m)	16.800	——	——
底面と水平面とのなす角θ(度)	0.000	——	——
背面側揚圧力Pb(kN/m ²)	32.293	——	——
前面側揚圧力Pf(kN/m ²)	24.581	——	——
揚圧力P(kN)	168.631	——	——
揚圧力の鉛直成分PV(kN)	168.631	——	168.631
揚圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	2.831	——	2.831
揚圧力の水平成分PH(kN)	0.000	——	0.000
揚圧力の水平成分の作用位置YG(m)	0.000	——	0.000

洪水時(揚圧力無し)
揚圧力は作用しない。

地震時(計画水位)



区間データ	区間1 照査位置 から前面 しゃ水工	区間2 前面しゃ 水工より 下流側	合計
揚圧力の作用幅L(m)	5.930	——	——
算出区間始端までの浸透路長Lb(m)	10.870	——	——
算出区間終端までの浸透路長Lf(m)	16.800	——	——
底面と水平面とのなす角θ(度)	0.000	——	——
背面側揚圧力Pb(kN/m ²)	21.496	——	——
前面側揚圧力Pf(kN/m ²)	16.311	——	——
揚圧力P(kN)	112.100	——	——
揚圧力の鉛直成分PV(kN)	112.100	——	112.100
揚圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	2.829	——	2.829
揚圧力の水平成分PH(kN)	0.000	——	0.000
揚圧力の水平成分の作用位置YG(m)	0.000	——	0.000

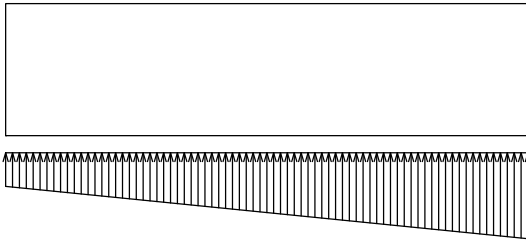
地震時(揚圧力無し)

揚圧力は作用しない。

6.3.3 地盤反力

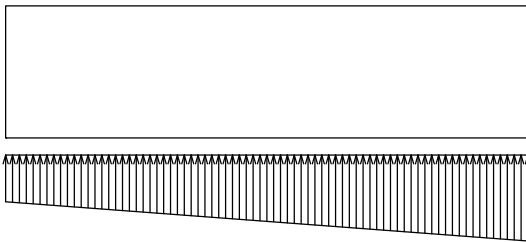
安定計算の結果より照査位置から水叩き先端までに作用する地盤反力を用いる。

常時(計画水位)



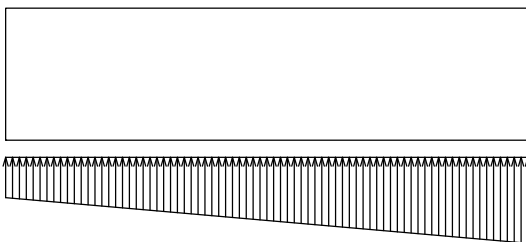
地盤反力度 (kN/m ²)			張出長 L (m)	作用幅 Lx (m)	地盤反力 V (kN)	作用位置 x (m)
前面側Pf	背面側Pb	照査位置Pm				
11.991	40.253	30.613	5.930	5.930	126.320	2.533

常時(揚圧力無し)



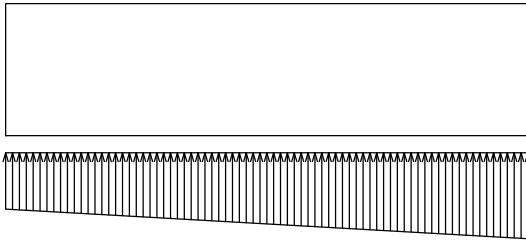
地盤反力度 (kN/m ²)			張出長 L (m)	作用幅 Lx (m)	地盤反力 V (kN)	作用位置 x (m)
前面側Pf	背面側Pb	照査位置Pm				
28.302	64.434	52.109	5.930	5.930	238.419	2.672

洪水時(計画水位)



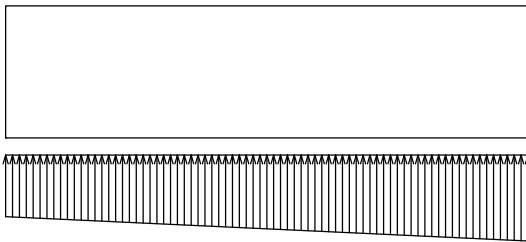
地盤反力度 (kN/m ²)			張出長 L (m)	作用幅 Lx (m)	地盤反力 V (kN)	作用位置 x (m)
前面側Pf	背面側Pb	照査位置Pm				
8.578	23.292	18.273	5.930	5.930	79.611	2.608

洪水時(揚圧力無し)



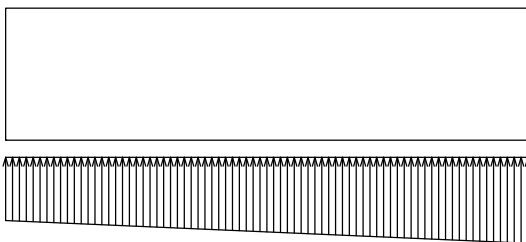
地盤反力度 (kN/m ²)			張出長 L (m)	作用幅 Lx (m)	地盤反力 V (kN)	作用位置 x (m)
前面側Pf	背面側Pb	照査位置Pm				
33.158	59.577	50.566	5.930	5.930	248.242	2.760

地震時(計画水位)



地盤反力度 (kN/m ²)			張出長 L (m)	作用幅 Lx (m)	地盤反力 V (kN)	作用位置 x (m)
前面側Pf	背面側Pb	照査位置Pm				
19.926	31.899	27.814	5.930	5.930	141.549	2.802

地震時(揚圧力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)			張出長 L (m)	作用幅 Lx (m)	地盤反力 V (kN)	作用位置 x (m)
前面側Pf	背面側Pb	照査位置Pm				
36.237	56.079	49.311	5.930	5.930	253.649	2.814

6.3.4 断面力の集計

常時(計画水位)

区分	鉛直力 (kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	-217.927	2.965	-646.155
水	0.000	0.000	0.000
揚圧力	112.100	2.829	317.182
地盤反力	126.320	2.533	319.968
合計	20.492	-0.439	-9.005

常時(揚圧力無し)

区分	鉛直力 (kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	-217.927	2.965	-646.155
水	0.000	0.000	0.000
揚圧力	0.000	0.000	0.000
地盤反力	238.419	2.672	637.150
合計	20.492	-0.439	-9.005

洪水時(計画水位)

区分	鉛直力 (kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	-217.927	2.965	-646.155
水	0.000	0.000	0.000
揚圧力	168.631	2.831	477.391
地盤反力	79.611	2.608	207.637
合計	30.315	1.282	38.873

洪水時(揚圧力無し)

区分	鉛直力 (kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	-217.927	2.965	-646.155
水	0.000	0.000	0.000
揚圧力	0.000	0.000	0.000
地盤反力	248.242	2.760	685.028
合計	30.315	1.282	38.873

地震時(計画水位)

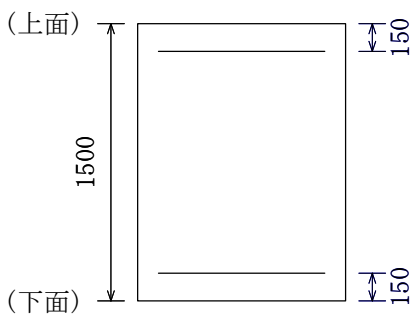
区分	鉛直力 (kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	-217.927	2.965	-646.155
水	0.000	0.000	0.000
揚圧力	112.100	2.829	317.182
地盤反力	141.549	2.802	396.576
合計	35.721	1.893	67.603

地震時(揚圧力無し)

区分	鉛直力 (kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN.m)
躯体	-217.927	2.965	-646.155
水	0.000	0.000	0.000
揚圧力	0.000	0.000	0.000
地盤反力	253.649	2.814	713.758
合計	35.721	1.893	67.603

6.3.5 断面情報

単鉄筋矩形断面としてRC断面計算を行う。



水叩き上面

No.	かぶり (mm)	径	ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
1	150	D16	250.000	794.40

水叩き下面

No.	かぶり (mm)	径	ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
1	150	D16	250.000	794.40

6.3.6 せん断力に対する照査

せん断応力度は、次式により求める。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d}$$

ここに、

S : 部材断面のせん断力 (kN)

b : 部材の断面幅 = 1000 (mm)

d : 部材の有効高 (mm)

ケース	水 位	有効高 d (mm)	せん断力 S (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)			斜引張鉄筋 (mm ²)		判定
				τ_m	τ_{a1}	τ_{a2}	Aw	Awreq	
常時	計画水位	1350.0	20.492	0.015	0.390	1.700	126.70	—	OK
常時	揚圧力無し	1350.0	20.492	0.015	0.390	1.700	126.70	—	OK
洪水時	計画水位	1350.0	30.315	0.022	0.390	1.700	126.70	—	OK
洪水時	揚圧力無し	1350.0	30.315	0.022	0.390	1.700	126.70	—	OK
地震時	計画水位	1350.0	35.721	0.026	0.585	2.550	126.70	—	OK
地震時	揚圧力無し	1350.0	35.721	0.026	0.585	2.550	126.70	—	OK

7章 護床工の検討

7.1 上流側護床工長

上流側護床工は2.000 (m)設けるものとする。

7.2 下流側護床工A区間長

7.2.1 越流落水深(h1a)の計算

越流落水深h1a = 0.763 (m)

7.2.2 跳水開始水深(h1b)の計算

$$\frac{h1b}{h2} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \cdot F2^2} - 1)$$

$$h1b = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \cdot 0.527^2} - 1) \cdot 2.366 = 0.940 \text{ (m)}$$

ここに、

h1b : 跳水開始水深 (m)

h2 : 床止め下流部の水深 (m)

F2 : 床止め下流部のフルード数

7.2.3 越流落水深(h1a)と跳水開始水深(h1b)との比較

h1a(=0.763) < h1b(=0.940)より、護床工A区間長は次式により算出される。

$$L = L1 + L2$$

ここに、

L1 : 落下後から跳水発生までの射流で流下する区間 (m)

L2 : 跳水発生区間 (m)

・L1の計算

L1は、h1aがh1bの水位まで上昇する間の長さであるから、下記の水面形を求める式により求められる。

$$-\frac{q^2}{C^2}x + a = \frac{1}{4}h^4 - hc^3 \cdot h$$

ここに、

q : 単位幅流量 (m³/s)

C : シェジの定数 (=h^{1/6}/n)

n : 護床工Aの粗度係数

x : 区間長 (m)

a : 定数

hc : 中流部断面での限界水深 (m)

この式に初期水深h1a (x=0)を代入して定数aを求めた後、hにh1bを代入すると区間長x=L1が求まる。
x=0のとき、

$$a = \frac{1}{4} \cdot h1a^4 - hc^3 \cdot h1a = \frac{1}{4} \cdot 0.763^4 - 1.543^3 \cdot 0.763 = -2.720$$

跳水発生前の水深(h1b)は、0.940 (m)であるから、L1となるxは、

$$-\frac{q^2}{C^2}x + a = \frac{1}{4}h1b^4 - hc^3 \cdot h1b$$

で求められる。

h1bとなる水深でのシェジの定数は、

$$C = h1b^{1/6}/n = 0.940^{1/6} / 0.0350 = 28.276$$

ゆえに、

$$\begin{aligned} L1 = x &= - \left(\frac{1}{4} \cdot h1b^4 - hc^3 \cdot h1b - a \right) \cdot \frac{C^2}{q^2} \\ &= - \left(\frac{1}{4} \cdot 0.939617^4 - 1.542975^3 \cdot 0.939617 - (-2.71969) \right) \cdot \frac{28.27638^2}{6.00000^2} = 11.929 \text{ (m)} \end{aligned}$$

■ 中流部断面の単位幅流量qと限界水深hc

計画流量: Q = 600.000 (m³/s)

単位幅流量: q = Q/B = 600.000/100.000 = 6.000 (m³/s)

限界流速: Vc = √(g · hc) = 3.889 (m/s)

限界水深: hc = $\frac{q}{Vc} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot hc}}$

$$\therefore hc = \left(\frac{q}{\sqrt{g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{6.000}{\sqrt{9.800}} \right)^{2/3} = 1.543 \text{ (m)}$$

・ 跳水発生長(L2)の計算

$$L = L2 = (4.5 \sim 6) \times h2 = (4.5 \sim 6) \times 2.366 = 10.645 \sim 14.194 \text{ (m)}$$

・ 護床工A区間長

$$L = L1 + L2 = 11.929 + 10.645 \sim 14.194 = 22.574 \sim 26.123 \rightarrow 25.000 \text{ (m)}$$

7.3 下流側護床工B区間長

$$LB = (3 \sim 5) \times h2 = (3 \sim 5) \times 2.366 = 7.097 \sim 11.828 \rightarrow 10.000 \text{ (m)}$$

8章 護床工のブロック重量

水の密度 $\rho_w = 1000.000 \text{ (kg/m}^3\text{)}$

	護床工B	跳水発生区間 後半	本体直下流～跳水 発生区間前半	上流側護床工
ブロック種別	E: 長方形	E: 長方形	E: 長方形	E: 長方形
ブロックの比重 ρ_b / ρ_w	2.090	2.090	2.090	2.090
係数 $a (\times 10^{-3})$	0.790	0.790	0.790	0.790
割り引き係数 β	2.800	2.800	2.800	2.800
近傍流速 $V_d \text{ (m/s)}$	2.536	5.198	7.859	3.889
ブロック重量 $W \text{ (kN)}$	0.007	0.543	6.491	0.095
ブロック質量 $m \text{ (t)}$	0.0	0.1	0.7	0.0

・護床工ブロック重量算定式

$$W = a \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6$$

$$= a \left(\frac{1}{\rho_b / \rho_w - 1} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b / \rho_w \times \rho_w}{g^2} \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6$$

ここに、

- W : 移動しないための最小ブロック重量 (kN)
- V_d : ブロック近傍流速 (m/s)
- a : ブロック形状によって定まる係数
- ρ_w : 水の密度 (kg/m³)
- ρ_b : ブロックの密度 (kg/m³)
- β : ブロックを層積みした場合の割り引き係数

・上流側護床工

$$W = 0.790 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{2.090 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.090 \times 1000.000}{9.800^2} \left(\frac{3.889}{2.800} \right)^6 = 0.095 \text{ (kN)}$$

・本体直下流～跳水発生区間前半(護床工A区間)

$$W = 0.790 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{2.090 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.090 \times 1000.000}{9.800^2} \left(\frac{7.859}{2.800} \right)^6 = 6.491 \text{ (kN)}$$

・跳水発生区間後半(護床工A区間)

$$W = 0.790 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{2.090 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.090 \times 1000.000}{9.800^2} \left(\frac{5.198}{2.800} \right)^6 = 0.543 \text{ (kN)}$$

・護床工B区間

$$W = 0.790 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{2.090 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.090 \times 1000.000}{9.800^2} \left(\frac{2.536}{2.800} \right)^6 = 0.007 \text{ (kN)}$$