

Excelで解く樋門設計

第2章 設計計画

[「スタートメニュー」に戻る](#)

第2章 設計計画

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・計画排水量の計算

排水工の計画排水量を算定するにあたっては、以下の考え方により決定するが、その方法については集水区域の地形条件、流入排水路の規模等を十分勘案して決定することとする。

① 内水の湛水を一時的に許容する方法

必ずしも最大洪水量を重要視しないで一時的に湛水を許容する考え方で、多くの場合はこの方法で排水量を求めている。

計画排水量 $Q(m^3/sec)$ は次式で求める。

$$Q = q \cdot A \cdot 100$$

ここに、

q : 1ha当たり排水量 $q(m^3/s/ha)$

$$q = \frac{C \cdot R \cdot 10,000}{1,000 \cdot h \cdot 60 \cdot 60} = \frac{C \cdot R}{360 \cdot h}$$

A : 集水面積(km^2)

R : 計画日雨量(mm/day)

C : 背後地の状況による流出係数で次による。

市街地 : $C = 0.9$ 水田 : $C = 1.0$

畑 : $C = 0.6$ その他 : $C = 0.7$

h : 排水時間で、概ね次の基準によるものとする。

市街地 : $h = 4 \sim 6$ hr 水田 : $h = 12 \sim 24$ hr

畑 : $h = 6 \sim 12$ hr その他 : $h = 24$

② 合理式による方法

この方法は、比較的排水対象面積(流域面積)が大きく、流入する排水路が河川の形状をなしているときに適用する場合が多い。

合理式より、

$$Q = 1/3.6 \cdot f \cdot r \cdot A$$

ここに、

Q : 計画排水量(m^3/sec)

f : 流出係数で、一般には下記の値を標準値として用いてよい。

密集市街地 : $f = 0.9$ 畑、原野 : $f = 0.6$

一般市街地 : $f = 0.8$ 水田 : $f = 0.7$

r : 洪水到達時間内の平均雨量強度(mm/hr)

A : 流域面積(km^2)

③ 比流量による方法

上記以外の方法として、本川計画の比流量 $q(m^3/sec/km^2)$ より排水量を算出する。

$$Q = q \cdot A$$

Q : 計画排水量(m^3/sec)

q : 本川計画の比流量($m^3/sec/km^2$)

A : 流域面積(km^2)

2-1. 計画排水量の計算

計画箇所集水区域は住宅地、道路であり、河川の形態を有していないことから「内水の湛水を一時的に許容する」方法により計画排水量を求めた。

・集水面積

市街地 $A1 = 8.6$ ha

畑 $A2 = 12.6$ ha

水田 $A3 = 16.0$ ha

その他(山林) $A4 = 31.0$ ha

集水面積計 $A = 68.2$ ha

・平均流出係数

$$C = \frac{8.6 \times 0.9 + 12.6 \times 0.6 + 16.0 \times 1.0 + 31.0 \times 0.7}{68.20} = 0.78$$

ここに、

市街地 : $C = 0.9$

畑 : $C = 0.6$

水田 : $C = 1.0$

その他 : $C = 0.7$

・計画日雨量

$R = 118$ mm/日

・排水時間

市街地の排水時間 h は4~6hrの基準があるが早期排水に配慮し次のように決定する。

$h = 4$ hr

・1ha当たり排水量 $q(m^3/sec/ha)$

$$q = \frac{0.78 \times 118}{360 \times 4} = 0.064 \text{ m}^3/sec/ha$$

・計画排水量

$$Q = 0.064 \times 68.20 = 4.36 \text{ m}^3/sec$$

【メモ】

・ 流下断面の計算

排水工の流下能力を求めるには、函体をレベルとして計算する。この場合、吐口に限界水深を与え、上流に向かって不等流計算をおこない呑口における高さを求め、これに余裕高を加算して流下断面を決定する。

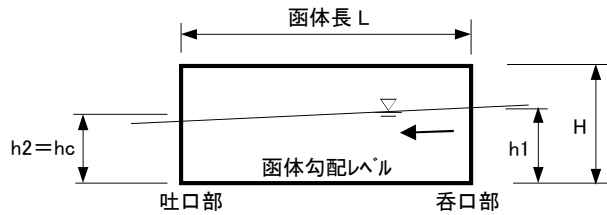


図 2.2.1 函体内の水面形

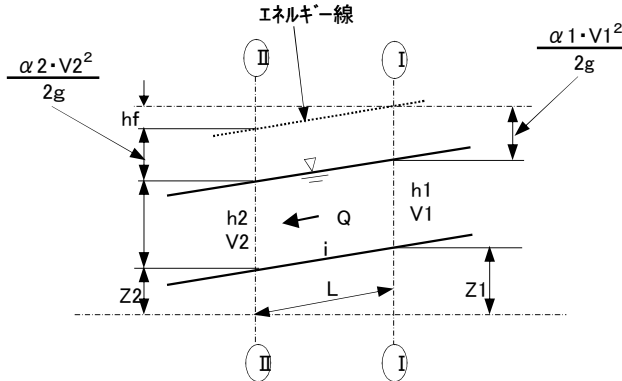


図 2.2.2 不等流計算(逐次法)

2-2. 流下断面の計算

2-2-1. BOX断面の流下能力

ここでは、「矩形函体断面」として流下断面を検討する。

① 吐口部限界水深の計算

・ 計算条件

計画排水流量 $Q = 4.36 \text{ m}^3/\text{sec}$

函体断面(仮定) BOX- $1.50 \text{ m} \times 1.50$

函長(仮定) $L = 15.50 \text{ m}$

重力の加速度 $g = 9.8 \text{ m}/\text{sec}^2$

・ 限界水深の計算

吐口部における限界水深 $h_c (=h_2)$ は、

$$h_c = \left(\frac{4.36^2}{9.8 \times 1.50^2} \right)^{1/3} = 0.952 \text{ m}$$

限界水深における流下断面積 $A_2 (\text{m}^2)$ は、

$$A_2 = h_c \cdot B = 0.952 \times 1.50 = 1.428 \text{ m}^2$$

以上から、吐口部における管内流速 $V_2 (\text{m}/\text{sec})$ は、

$$V_2 = \frac{4.36}{1.428} = 3.053 \text{ m}/\text{sec}$$

② 呑口部水深の計算

呑口部での水深 h_1 は、吐口部での水深 h_2 より不等流計算の基本式で求める。

$$h_1 + \frac{\alpha_1 \cdot Q^2}{2g \cdot A_1^2} + Z_1 = h_2 + \frac{\alpha_2 \cdot Q^2}{2g \cdot A_2^2} + Z_2 + h_f$$

左辺項(呑口部)

右辺項(吐口部)

・ 右辺項(吐口部)の計算

水位 $w_2 (\text{m}) = 0.952 \text{ m}$

水深 $h_2 (\text{m}) = 0.952 \text{ m}$

断面積 $A_2 (\text{m}^2) = 1.428 \text{ m}^2$

潤辺 $P_2 (\text{m}) = 2 \cdot h_c + B = 2 \times 0.952 + 1.50 = 3.404 \text{ m}$

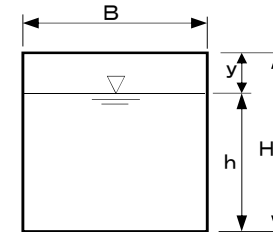
径深 $R_2 (\text{m}) = A_2 / P_2 = 1.428 / 3.404 = 0.420 \text{ m}$

粗度係数 $n_2 = 0.020$

流速 $V_2 (\text{m}/\text{sec}) = 3.053 \text{ m}/\text{sec}$

敷高 $Z_2 (\text{m}) = 0.00 \text{ m}$

$$\text{右辺項} = 0.952 + \frac{1.0 \times 4.36^2}{2 \times 9.8 \times 1.428^2} + 0.000 + h_f = 1.428 + h_f$$



ここに、

h : 流下水深(m)

y : 余裕高(m)

$$y = 0.10 \cdot H$$

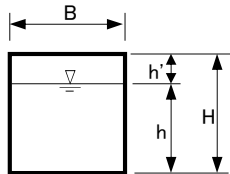
ただし、矩形断面の場合

第2章 設計計画

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

① 矩形断面(BOX)の流下断面算出



ここに、
 H : BOXの内高
 B : BOXの内幅
 h : 流下水深
 h' : 余裕高(満流で0.10・H)

・吐口部での限界水深の算出

矩形断面の限界水深 h_c は、

$$h_c = \left[\frac{Q^2}{g \cdot B^2} \right]^{1/3}$$

ここに、

Q : 計画排水流量 (m³/sec)
 g : 重力の加速度 $g = 9.8 \text{ m/sec}^2$
 B : 函体の内幅

・呑口部での水深の算出

呑口部での水深は、吐口部での限界水深を起算水位とした不等流計算により求める。ここに、不等流計算の基本式は次による。

$$h1 + (\alpha \cdot Q^2 / 2g \cdot A1^2) + Z1 = h2 + (\alpha \cdot Q^2 / 2g \cdot A2^2) + Z2 + hf$$

ここに、

$$hf = \frac{Q^2 \cdot l}{2} \left[\frac{n1^2}{R1^{4/3} \cdot A1^2} + \frac{n2^2}{R2^{4/3} \cdot A2^2} \right]$$

ここに、

Z1、Z2 : 基準面から水路底までの高さ(m)
 l : I、II断面区間の斜距離(m)
 A1、A2 : I、II断面の通水断面積(m²)
 h1、h2 : I、II断面の水深(m)
 hf : I、II断面で生じた水頭損失(m)
 R1、R2 : I、II断面の径深(m)
 n1、n2 : I、II断面の粗度係数 $n1 = n2 = 0.020$
 α : エネルギー補正係数 $\alpha = 1.0$

流下断面の計算は、函体をレベルとし吐口部に限界水深を与え呑口側に向かって不等流計算(逐次法)をおこなって呑口部の水深を求め、これに余裕高を加算して断面を決定する。

表 2.2.1 呑口部での水深の計算

呑口部計算水深h1(m)	左辺項(呑口部)								右辺項(吐口部)	エネルギー誤差	結果
	断面積A1(m ²)	潤辺P1(m)	径深R1(m)	粗度係数n1	流速V1(m/s)	敷高Z1(m)	左辺項	水頭損失hf(m)			
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪=⑧-⑩	
1.308	1.962	4.116	0.477	0.020	2.222	0.000	1.560	0.133	1.561	-0.001	×
1.309	1.964	4.118	0.477	0.020	2.221	0.000	1.561	0.133	1.561	0.000	×
1.310	1.965	4.120	0.477	0.020	2.219	0.000	1.561	0.133	1.561	0.000	○
1.311	1.967	4.122	0.477	0.020	2.217	0.000	1.562	0.133	1.561	0.001	○
1.312	1.968	4.124	0.477	0.020	2.215	0.000	1.562	0.133	1.561	0.002	○

計算入力データ

- BOX幅B = 1.50 m
- BOX高H = 1.50 m
- 粗度係数n2 = 0.020
- 計画排水量Q = 4.36 m³/sec
- 径深R2 = 0.420 m
- 重力の加速度g = 9.8 m/sec²
- 断面積A2 = 1.428 m²
- 函体長L = 15.5 m
- 右辺項定数 = 1.428

③ 断面の決定

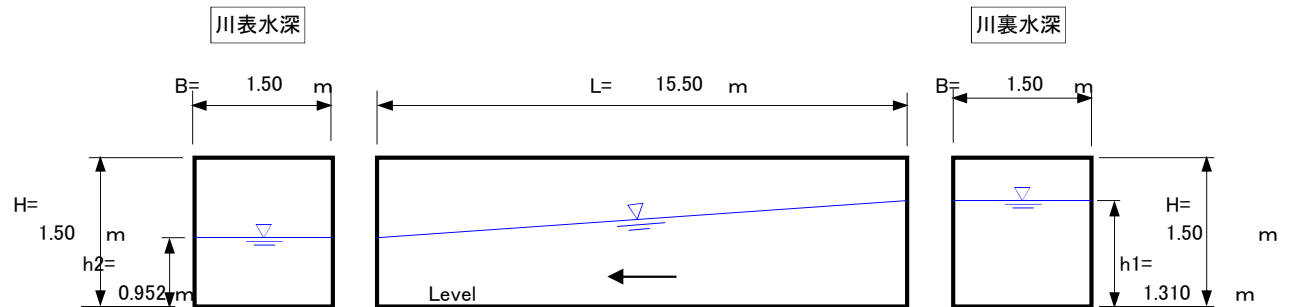
呑口部における水深は、 $h1 = 1.310 \text{ m}$ となるので、これに余裕高「 $y = 0.10 \cdot H$ 」を加算し仮定断面と比較する。

・ 仮定した断面高との照査

$$0.10 \times 1.50 + 1.310 = 1.460 \text{ m} < \text{仮定断面高 } H = 1.50 \text{ m} \dots \text{OK}$$

以上から決定するBOX断面は次に示す断面に決定する。

・ H = 1.50 m
 ・ B = 1.50 m



R1、R2 : I、II断面の径深(m)
 n1、n2 : I、II断面の粗度係数 n1=n2= 0.016
 α : エネルギー補正係数 α= 1.0
 ※ 「ダクタイル鋳鉄管」の粗度係数は「n=0.016」として計算する。

表 2.2.3 呑口部での水深の計算(試行計算)

呑口部計算 水深h1(m)	左辺項(呑口部)								右辺項 (吐口部)	エネルギー誤差 ⑪=⑧-⑩	結果
	断面積A1 (㎡)	潤辺P1 (m)	径深R1 (m)	粗度係数 n1	流速V1 (m/s)	敷高Z1(m)	左辺項	水頭損失hf(m)			
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪=⑧-⑩	
1.284	1.839	3.581	0.514	0.016	2.371	0.000	1.571	0.073	1.571	-0.001	×
1.285	1.841	3.584	0.514	0.016	2.369	0.000	1.571	0.073	1.571	0.000	×
1.286	1.842	3.586	0.514	0.016	2.367	0.000	1.572	0.073	1.571	0.001	○

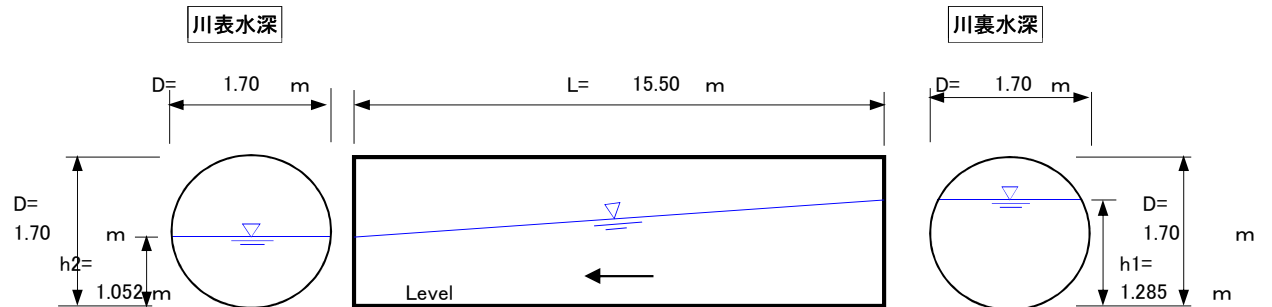
③ 断面の決定

呑口部における水深は、 $h_1 = 1.285$ mとなるので、これに余裕高 $0.19 \cdot D$ を加算し仮定断面と比較する。

$$0.19 \times 1.70 + 1.285 = 1.608 \text{ m} < \text{仮定断面 } H=D= 1.70 \text{ m} \dots \text{OK}$$

以上から計画する断面は、

$D = 1.70$ mが求められる。



しかし、円形断面の直径はBOX断面に比べて大きく、ゲート等の断面の増大による経済性や維持管理面の不利と、構造が大きくなることから堤防の安全性等を考慮して構造を検討する必要がある。

なお、本設計ではBOX断面について構造計算を進めることとする。

第2章 設計計画

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【参考資料】

計画排水量および函体長と流下断面の関係は次のとおりである(函体をレベルとした不等流計算による)。

・BOX断面

矩形断面 (正方形)	函体長 (m)	排水量(m ³ /sec)																			
		0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0
計算断面	5	1.000	1.000	1.000	1.250	1.250	1.250	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.750	1.750	1.750	1.750	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000
計算水深		0.402	0.610	0.782	0.801	0.919	1.031	1.001	1.089	1.173	1.254	1.331	1.265	1.330	1.394	1.456	1.383	1.438	1.492	1.545	1.596
計算水深+余裕高		0.502	0.710	0.882	0.926	1.044	1.156	1.151	1.239	1.323	1.404	1.481	1.440	1.505	1.569	1.631	1.583	1.638	1.692	1.745	1.796
計算断面	10	1.000	1.000	1.000	1.250	1.250	1.250	1.500	1.500	1.500	1.500	1.750	1.750	1.750	1.750	1.750	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000
計算水深		0.451	0.673	0.858	0.872	0.997	1.116	1.078	1.171	1.260	1.345	1.280	1.351	1.420	1.487	1.553	1.471	1.528	1.585	1.640	1.694
計算水深+余裕高		0.551	0.773	0.958	0.997	1.122	1.241	1.228	1.321	1.410	1.495	1.455	1.526	1.595	1.662	1.728	1.671	1.728	1.785	1.840	1.894
計算断面	15	1.000	1.000	1.250	1.250	1.250	1.500	1.500	1.500	1.500	1.750	1.750	1.750	1.750	1.750	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000
計算水深		0.492	0.725	0.784	0.928	1.060	1.039	1.140	1.236	1.329	1.269	1.345	1.419	1.491	1.560	1.481	1.540	1.599	1.658	1.715	1.771
計算水深+余裕高		0.592	0.825	0.909	1.053	1.185	1.189	1.290	1.386	1.479	1.444	1.520	1.594	1.666	1.735	1.681	1.740	1.799	1.858	1.915	1.971
計算断面	20	1.000	1.000	1.250	1.250	1.250	1.500	1.500	1.500	1.750	1.750	1.750	1.750	1.750	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.250
計算水深		0.451	0.771	0.828	0.978	1.115	1.089	1.194	1.293	1.242	1.323	1.402	1.479	1.552	1.475	1.539	1.600	1.661	1.721	1.779	1.687
計算水深+余裕高		0.551	0.871	0.953	1.103	1.240	1.239	1.344	1.443	1.417	1.498	1.577	1.654	1.727	1.675	1.739	1.800	1.861	1.921	1.979	1.912
計算断面	25	1.000	1.000	1.250	1.250	1.500	1.500	1.500	1.500	1.750	1.750	1.750	1.750	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.250	2.250
計算水深		0.563	0.813	0.869	1.023	1.020	1.135	1.242	1.345	1.289	1.373	1.454	1.532	1.460	1.526	1.591	1.654	1.716	1.778	1.687	1.741
計算水深+余裕高		0.663	0.913	0.994	1.148	1.170	1.285	1.392	1.495	1.464	1.548	1.629	1.707	1.660	1.726	1.791	1.854	1.916	1.978	1.912	1.966

※ 1. 粗度係数n=0.020

・円形(管)断面

円形断面	函体長 (m)	排水量(m ³ /sec)																			
		0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0
計算断面	5	1.000	1.000	1.100	1.200	1.350	1.500	1.500	1.600	1.600	1.650	1.800	1.800	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.100	2.100	2.200
計算水深		0.499	0.701	0.833	0.931	0.965	1.020	1.104	1.154	1.228	1.279	1.305	1.363	1.368	1.423	1.473	1.523	1.571	1.590	1.636	1.653
計算水深+余裕高		0.689	0.891	1.042	1.159	1.222	1.305	1.389	1.458	1.532	1.593	1.647	1.705	1.748	1.803	1.853	1.903	1.951	1.989	2.035	2.071
計算断面	10	1.000	1.000	1.200	1.350	1.350	1.500	1.500	1.600	1.650	1.800	1.800	2.000	2.000	2.000	2.000	2.100	2.100	2.200	2.200	2.200
計算水深		0.544	0.759	0.864	0.908	1.019	1.072	1.161	1.211	1.272	1.297	1.364	1.369	1.427	1.483	1.536	1.559	1.609	1.629	1.673	1.719
計算水深+余裕高		0.734	0.949	1.092	1.165	1.276	1.357	1.446	1.515	1.586	1.639	1.706	1.749	1.807	1.863	1.916	1.958	2.008	2.047	2.091	2.137
計算断面	15	1.000	1.000	1.200	1.350	1.500	1.500	1.600	1.650	1.800	1.800	2.000	2.000	2.000	2.000	2.100	2.100	2.200	2.200	2.400	2.400
計算水深		0.580	0.807	0.912	0.945	1.015	1.114	1.173	1.240	1.271	1.342	1.349	1.413	1.472	1.530	1.554	1.607	1.627	1.678	1.666	1.708
計算水深+余裕高		0.770	0.997	1.140	1.202	1.300	1.399	1.477	1.554	1.613	1.684	1.729	1.793	1.852	1.910	1.953	2.006	2.045	2.096	2.122	2.164
計算断面	20	1.000	1.100	1.200	1.350	1.500	1.600	1.600	1.800	1.800	1.800	2.000	2.000	2.000	2.100	2.100	2.200	2.200	2.400	2.400	2.400
計算水深		0.544	0.812	0.954	0.978	1.047	1.117	1.209	1.231	1.307	1.380	1.385	1.451	1.512	1.538	1.594	1.618	1.668	1.660	1.705	1.749
計算水深+余裕高		0.734	1.021	1.182	1.235	1.332	1.421	1.513	1.573	1.649	1.722	1.765	1.831	1.892	1.937	1.993	2.036	2.086	2.116	2.161	2.205
計算断面	25	1.000	1.100	1.350	1.350	1.500	1.600	1.650	1.800	1.800	2.000	2.000	2.000	2.100	2.100	2.200	2.200	2.400	2.400	2.400	2.400
計算水深		0.643	0.847	0.873	1.007	1.077	1.148	1.224	1.262	1.340	1.352	1.418	1.484	1.515	1.573	1.598	1.653	1.643	1.694	1.740	1.786
計算水深+余裕高		0.833	1.056	1.130	1.264	1.362	1.452	1.538	1.604	1.682	1.732	1.798	1.864	1.914	1.972	2.016	2.071	2.099	2.150	2.196	2.242

※ 1. 粗度係数は、φ1.00~1.20mまではn=0.020(コンクリート管)、φ1.350以上はn=0.016(ダクタイル管)として計算。

【メモ】

- ・ 残留水位の考え方 「樋門設計の手引き」
 胸壁・翼壁の前面の水位と背面の水位の間に水位差を生じる場合は、この水位差に伴う残留水圧を考慮する。
 残留水位(RWL)は、外水位が低下した場合などでの胸壁・翼壁の背後の地盤中に残留する水位であり、次のように定める。
- a) HWL < GL の場合
 - ① $GWL < WL$ のとき $\rightarrow RWL = (HWL - WL) \times 2/3$
 - ② $GWL > WL$ のとき $\rightarrow RWL = (HWL - GWL) \times 2/3$
- b) HWL > GL のとき
 - ① $GWL < WL$ のとき $\rightarrow RWL = (GL - WL) \times 2/3$
 - ② $GWL > WL$ のとき $\rightarrow RWL = (GL - GWL) \times 2/3$
 ここに、
 RWL : 残留水位
 HWL : 計画高水位
 GWL : 自然地下水位
 WL : 前面水位
 GL : 構造物背後の地盤高
- c) 前面水位は、常時の場合には低水位(LWL)、地震時の場合には平水位とする。
- d) 地震時では残留水位はないものとし、胸壁・翼壁の背後の設計水位は自然地下水位と平水位の高い方の水位とする。
- e) 常に潮位差の影響を受けている感潮区間の残留水位は、常時および地震時とも前面水位差に応じて次図のように定めてよい。

2-3. 残留水位の計算

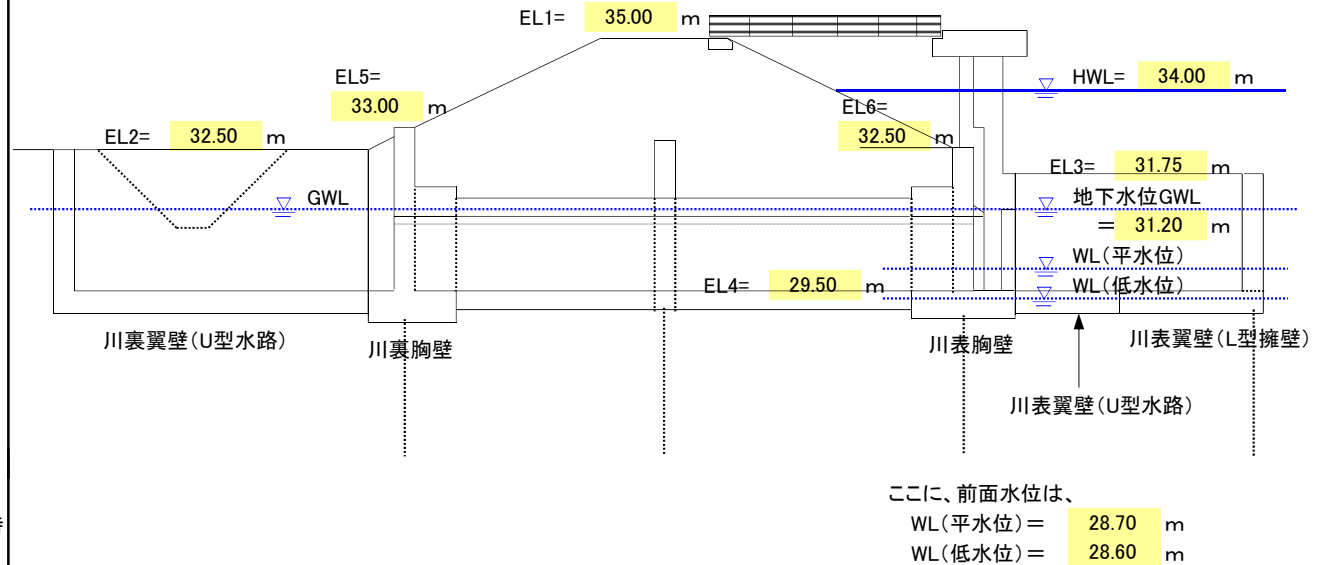


図 2.3.1 樋門工一般図

表 2.3.1 残留水位および水位差の計算

構造	HWL(m)	GL(m)	WL(m)		GWL(m)	計算ケース	水位差 h(m)	2/3・h (m)	背面水位(m)		前面水位WL(m)	
			平水位	低水位					常時RWL	地震時GWL	常時	地震時
川裏胸壁	34.00	33.00	28.70	28.60	31.20	②, (b)	1.80	1.200	32.400	31.200	28.70	28.60
川表胸壁	34.00	32.50	28.70	28.60	31.20	②, (b)	1.30	0.867	32.067	31.200	28.70	28.60
川裏翼壁U型	34.00	32.50	28.70	28.60	31.20	②, (b)	1.30	0.867	32.067	31.200	28.70	28.60
川表翼壁U型	34.00	31.75	28.70	28.60	31.20	②, (b)	0.55	0.367	31.567	31.200	28.70	28.60
川表翼壁L型擁壁	34.00	31.75	28.70	28.60	31.20	②, (b)	0.55	0.367	31.567	31.200	28.70	28.60

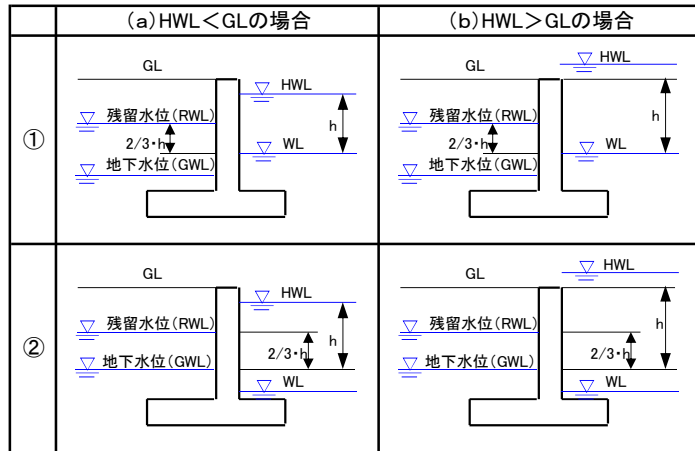


図 2.3.2 残留水位の設定方法(常時)

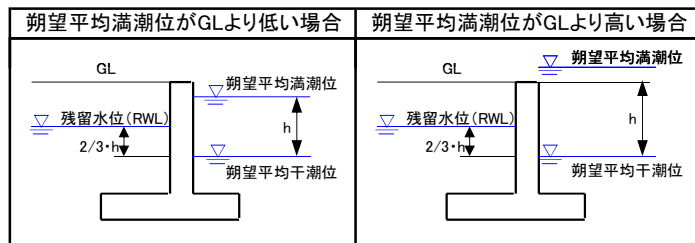
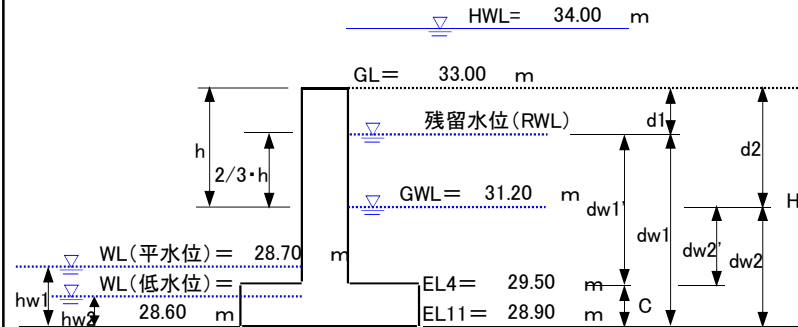


図 2.3.3 感潮区間の残留水位

1) 川裏胸壁



残留水位の計算

・水位の条件

$$\begin{aligned} \text{HWL} &= 34.00 \text{ m} > \text{GL} = 33.00 \text{ m} \\ \text{GWL} &= 31.20 \text{ m} > \text{WL} = 28.70 \text{ m} \end{aligned}$$

・常時

$$\text{RWL} = \text{GWL} + 2/3 \cdot (\text{GL} - \text{GWL}) = 31.20 + 2/3 \times (33.00 - 31.20) = 32.400 \text{ m}$$

・地震時

$$\text{GWL} = 31.20 \text{ m} > \text{WL} = 28.60 \text{ m} \text{ より、背面水位は } 31.20 \text{ m とする。}$$

前面水位は、常時は低水位、地震時は平水位とする。

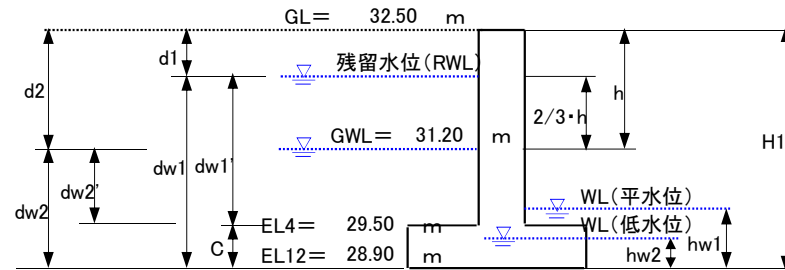
- ・常時 : WL(低水位) = 28.60 m
- ・地震時 : WL(平水位) = 28.70 m

ここに、

d1	: 常時の水位以上の土層厚	$d1 = \text{GL} - \text{RWL} = 33.000 - 32.400 = 0.600 \text{ m}$
dw1	: 常時の水位以下の土層厚	$dw1 = H1 - d1 = 4.100 - 0.600 = 3.500 \text{ m}$
dw1'	: 常時の水位以下のフーチングより上の土層厚	$dw1' = dw1 - C = 3.500 - 0.600 = 2.900 \text{ m}$
d2	: 地震時の水位以上の土層厚	$d2 = \text{GL} - \text{GWL} = 33.000 - 31.200 = 1.800 \text{ m}$
dw2	: 地震時の水位以下の土層厚	$dw2 = H1 - d2 = 4.100 - 1.800 = 2.300 \text{ m}$
dw2'	: 地震時の水位以下のフーチングより上の土層厚	$dw2' = dw2 - C = 2.300 - 0.600 = 1.700 \text{ m}$
hw1	: 常時の前面水位	$hw1 = \text{WL(低水位)} - \text{EL11} = 28.60 - 28.90 = 0.000 \text{ m}$
hw2	: 地震時の前面水位	$hw2 = \text{WL(平水位)} - \text{EL11} = 28.70 - 28.90 = 0.000 \text{ m}$
H1	: 胸壁の高さ	$H1 = 4.100 \text{ m}$
C	: 底版の厚さ	$C = 0.600 \text{ m}$

なお、底版の設計では「hw<0」の場合でもhwは底版上面にあると仮定し「hw=C」として計算をおこなう。

2) 川表胸壁



残留水位の計算

・水位の条件

$$HWL = 34.00 \text{ m} > GL = 32.50 \text{ m}$$

$$GWL = 31.20 \text{ m} > WL = 28.70 \text{ m}$$

・常時

$$RWL = GWL + 2/3 \cdot (GL - GWL) = 31.20 + 2/3 \times (32.50 - 31.20) = 32.067 \text{ m}$$

・地震時

$$GWL = 31.20 \text{ m} > WL = 28.60 \text{ m} \text{ より、背面水位は } 31.200 \text{ m とする。}$$

前面水位は、常時は低水位、地震時は平水位とする。

・常時 : WL(低水位) = 28.60 m

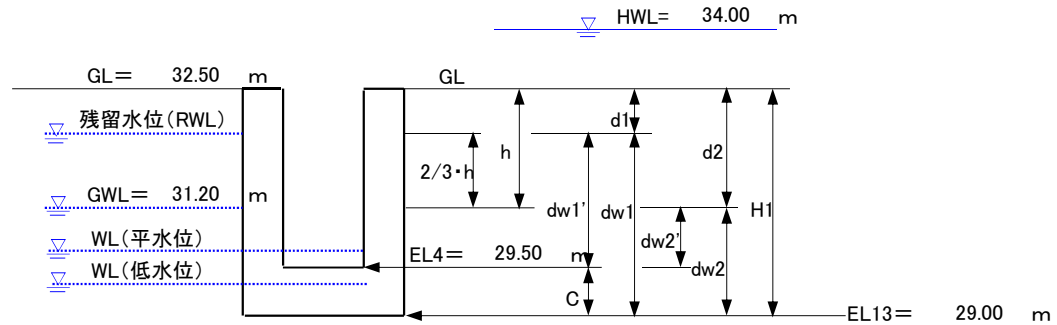
・地震時 : WL(平水位) = 28.70 m

ここに、

d1	: 常時の水位以上の土層厚	$d1 = GL - RWL = 32.500 - 32.067 = 0.433 \text{ m}$
dw1	: 常時の水位以下の土層厚	$dw1 = H1 - d1 = 3.600 - 0.433 = 3.167 \text{ m}$
dw1'	: 常時の水位以下のフーチングより上の土層厚	$dw1' = dw1 - C = 3.167 - 0.600 = 2.567 \text{ m}$
d2	: 地震時の水位以上の土層厚	$d2 = GL - GWL = 32.500 - 31.200 = 1.300 \text{ m}$
dw2	: 地震時の水位以下の土層厚	$dw2 = H1 - d2 = 3.600 - 1.300 = 2.300 \text{ m}$
dw2'	: 地震時の水位以下のフーチングより上の土層厚	$dw2' = dw2 - C = 2.300 - 0.600 = 1.700 \text{ m}$
hw1	: 常時の前面水位	$hw1 = WL(\text{低水位}) - EL12 = 28.60 - 28.90 = 0.000 \text{ m}$
hw2	: 地震時の前面水位	$hw2 = WL(\text{平水位}) - EL12 = 28.70 - 28.90 = 0.000 \text{ m}$
H1	: 胸壁の高さ	$H1 = 3.600 \text{ m}$
C	: 底版の厚さ	$C = 0.600 \text{ m}$

なお、底版の設計では「hw<0」の場合でもhwは底版上面にあると仮定し「hw=C」として計算をおこなう。

3) 川裏翼壁U型水路



残留水位の計算

・水位の条件

$$HWL = 34.00 \text{ m} > GL = 32.50 \text{ m}$$

$$GWL = 31.20 \text{ m} > WL = 28.70 \text{ m}$$

・常時

$$RWL = GWL + 2/3 \cdot (GL - GWL) = 31.20 + 2/3 \times (32.50 - 31.20) = 32.067 \text{ m}$$

・地震時

$$GWL = 31.20 \text{ m} > WL = 28.60 \text{ m} \text{ より、背面水位は } 31.200 \text{ m とする。}$$

前面水位は、常時は低水位、地震時は平水位とする。

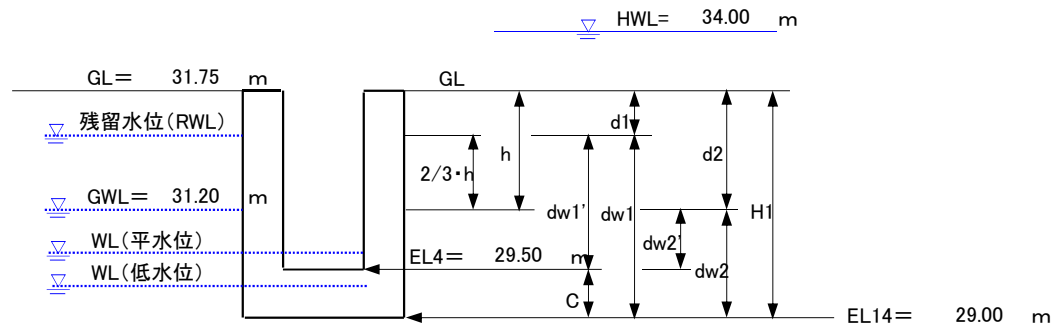
・常時 : $WL(\text{低水位}) = 28.60 \text{ m}$

・地震時 : $WL(\text{平水位}) = 28.70 \text{ m}$

ここに、

d1	: 常時の水位以上の土層厚	$d1 = GL - RWL = 32.500 - 32.067 = 0.433 \text{ m}$
dw1	: 常時の水位以下の土層厚	$dw1 = H1 - d1 = 3.500 - 0.433 = 3.067 \text{ m}$
dw1'	: 常時の水位以下のフーチングより上の土層厚	$dw1' = dw1 - C = 3.067 - 0.500 = 2.567 \text{ m}$
d2	: 地震時の水位以上の土層厚	$d2 = GL - GWL = 32.500 - 31.200 = 1.300 \text{ m}$
dw2	: 地震時の水位以下の土層厚	$dw2 = H1 - d2 = 3.500 - 1.300 = 2.200 \text{ m}$
dw2'	: 地震時の水位以下のフーチングより上の土層厚	$dw2' = dw2 - C = 2.200 - 0.500 = 1.700 \text{ m}$
hw1	: 常時の前面水位	$hw1 = WL(\text{低水位}) - EL13 = 28.60 - 29.00 = 0.000 \text{ m}$
hw2	: 地震時の前面水位	$hw2 = WL(\text{平水位}) - EL13 = 28.70 - 29.00 = 0.000 \text{ m}$
H1	: U型水路の高さ	$H1 = 3.500 \text{ m}$
C	: 底版の厚さ	$C = 0.500 \text{ m}$

4) 川表翼壁U型水路



残留水位の計算

・ 水位の条件

$$HWL = 34.00 \text{ m} > GL = 31.75 \text{ m}$$

$$GWL = 31.20 \text{ m} > WL = 28.70 \text{ m}$$

・ 常時

$$RWL = GWL + 2/3 \cdot (GL - GWL) = 31.20 + 2/3 \times (31.75 - 31.20) = 31.567 \text{ m}$$

・ 地震時

$$GWL = 31.20 \text{ m} > WL = 28.60 \text{ m} \text{ より、背面水位は } 31.200 \text{ m とする。}$$

前面水位は、常時は低水位、地震時は平水位とする。

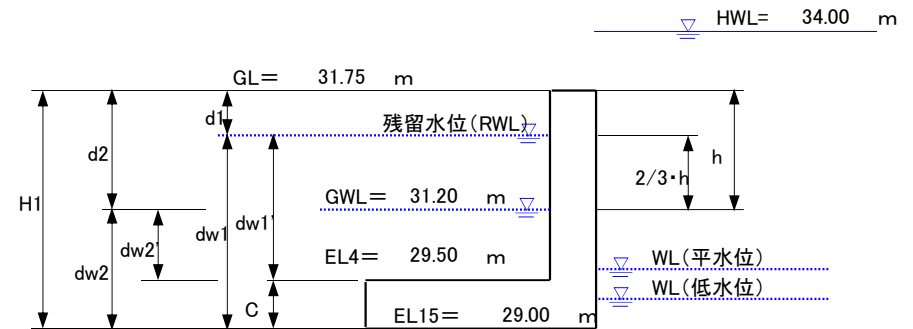
・ 常時 : WL(低水位) = 28.60 m

・ 地震時 : WL(平水位) = 28.70 m

ここに、

d1	: 常時の水位以上の土層厚	$d1 = GL - RWL = 31.750 - 31.567 = 0.183 \text{ m}$
dw1	: 常時の水位以下の土層厚	$dw1 = H1 - d1 = 2.750 - 0.183 = 2.567 \text{ m}$
dw1'	: 常時の水位以下の底版軸線より上の土層厚	$dw1' = dw1 - C = 2.567 - 0.250 = 2.317 \text{ m}$
d2	: 地震時の水位以上の土層厚	$d2 = GL - GWL = 31.750 - 31.200 = 0.550 \text{ m}$
dw2	: 地震時の水位以下の土層厚	$dw2 = H1 - d2 = 2.750 - 0.550 = 2.200 \text{ m}$
dw2'	: 地震時の水位以下の底版軸線より上の土層厚	$dw2' = dw2 - C = 2.200 - 0.250 = 1.950 \text{ m}$
hw1	: 常時の前面水位	$hw1 = WL(\text{低水位}) - EL14 = 28.60 - 29.00 = 0.000 \text{ m}$
hw2	: 地震時の前面水位	$hw2 = WL(\text{平水位}) - EL14 = 28.70 - 29.00 = 0.000 \text{ m}$
H1	: U型水路の高さ	$H1 = 2.750 \text{ m}$
C	: 底版の厚さ	$C = 0.500 \text{ m}$

5) 川表翼壁L型擁壁



残留水位の計算

・水位の条件

$$\begin{aligned} \text{HWL} &= 34.00 \text{ m} > \text{GL} = 31.75 \text{ m} \\ \text{GWL} &= 31.20 \text{ m} > \text{WL} = 28.70 \text{ m} \end{aligned}$$

・常時

$$\text{RWL} = \text{GWL} + 2/3 \cdot (\text{GL} - \text{GWL}) = 31.20 + 2/3 \times (31.75 - 31.20) = 31.567 \text{ m}$$

・地震時

$$\text{GWL} = 31.20 \text{ m} > \text{WL} = 28.60 \text{ m} \text{ より、背面水位は } 31.200 \text{ m とする。}$$

前面水位は、常時は低水位、地震時は平水位とする。

- ・常時 : WL(低水位) = 28.60 m
- ・地震時 : WL(平水位) = 28.70 m

ここに、

d1	: 常時の水位以上の土層厚	$d1 = \text{GL} - \text{RWL} = 31.750 - 31.567 = 0.183 \text{ m}$
dw1	: 常時の水位以下の土層厚	$dw1 = H1 - d1 = 2.750 - 0.183 = 2.567 \text{ m}$
dw1'	: 常時の水位以下のフーチングより上の土層厚	$dw1' = dw1 - C = 2.567 - 0.500 = 2.067 \text{ m}$
d2	: 地震時の水位以上の土層厚	$d2 = \text{GL} - \text{GWL} = 31.750 - 31.200 = 0.550 \text{ m}$
dw2	: 地震時の水位以下の土層厚	$dw2 = H1 - d2 = 2.750 - 0.550 = 2.200 \text{ m}$
dw2'	: 地震時の水位以下のフーチングより上の土層厚	$dw2' = dw2 - C = 2.200 - 0.500 = 1.700 \text{ m}$
hw1	: 常時の前面水位	$hw1 = \text{WL(低水位)} - \text{EL15} = 28.60 - 29.00 = 0.000 \text{ m}$
hw2	: 地震時の前面水位	$hw2 = \text{WL(平水位)} - \text{EL15} = 28.70 - 29.00 = 0.000 \text{ m}$
H1	: U型水路の高さ	$H1 = 2.750 \text{ m}$
C	: 底版の厚さ	$C = 0.500 \text{ m}$

なお、部材の設計では「hw<0」の場合でもhwは底版上面にあると仮定し「hw=C」として計算をおこなう。ただし、安定計算ではhwは考慮しない。

第2章 設計計画

設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

【メモ】

設計水平震度の算出 「技術基準(設計編I)」
地震時慣性力は水平方向のみ考慮し、水平方向の地震時慣性力は鉛直の自重に対して次式により求めた設計水平震度を乗じて求める。

$$kh = \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \cdot k_0$$

ここに、

- kh : 設計水平震度
- k₀ : 標準設計震度で0.20とする
- γ₁ : 地域別補正係数(下表による)
- γ₂ : 地盤別補正係数(下表による)
- γ₃ : 重要度別補正係数で1.0とする(構造物種別: 樋門とする)

(地域別補正係数)

地域区分	強震帯地域	中震帯地域	弱震帯地域
補正係数 γ ₁	1.00	0.85	0.70

(地盤別補正係数)

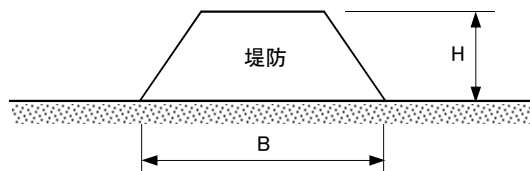
地盤種別	I種	II種	III種
補正係数 γ ₂	0.80	1.00	1.20
地盤の特性 T _G (sec)	T _G < 0.2	0.2 ≤ T _G < 0.6	0.6 ≤ T _G

(構造物特種別補正係数) 「樋門設計の手引き」P316

構造物種別	樋門	樋門周辺の堤防
補正係数 γ ₃	1.00	0.75

※ 1. 堤防の形状効果を考慮する場合は、0.75に下表の値を乗じてよい。

B/H	B/H ≤ 10	10 < B/H ≤ 20	20 < B/H
補正係数	1.00	0.90	0.80



$$\frac{B}{H} = \frac{13.00}{2.50} = 5.2 < 10$$

2-4. 設計水平震度の計算

1) 地盤特性値(T_G)の計算

表 2.4.1 地盤特性値(T_G)の計算

層の番号i	層厚H _i (m)	層の平均N値N _i	土質区分		V _{si} (m/sec)	H _i /V _{si}
			土質	区分		
i-①	3.70	13.5	礫混じり砂	砂質土	190.488	0.01942
i-②	1.10	11.0	砂	砂質土	177.918	0.00618
i-③	2.60	20.7	玉石混じり砂	砂質土	219.658	0.01184
i-④	3.30	29.7	砂礫	砂質土	247.747	0.01332
i-⑤	1.50	44.0	凝灰岩	砂質土	282.428	0.00531
合計	12.20				1118.24	0.05607

※ 1. 耐震上の土質区分は、N値=50以下の地層で判定した。

ここに、地盤の特性値T_Gは、

$$T_G = 4 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに、

- T_G : 地盤の特性(sec)
- H_i : i番目の地層の厚さ(m)
- V_{si} : i番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/sec)。
ただし、実測値がない場合は次式により求めてよい。
 - ・ 粘土層の場合 : V_{si} = 100 · N_i^{1/3} (1 ≤ N_i ≤ 25)
 - ・ 砂質土層の場合 : V_{si} = 80 · N_i^{1/3} (1 ≤ N_i ≤ 50)
- N_i : 標準貫入試験によるi番目の地層の平均N値
- i : 当該地盤が地表面から基盤面までn層に区分されるとき、地表面からi番目の地層の番号。基盤面とは、粘土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面をいう。

地盤の特性値T_Gは、

$$T_G = 4 \times 0.05607 = 0.22428$$

以上から、設計箇所地盤は「II種地盤」地盤である。

2) 設計水平震度khの計算

$$kh = \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \cdot k_0 = 1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.20 = 0.20$$

ここに、

- k₀ : 標準設計震度 k₀ = 0.20
- γ₁ : 地域別補正係数 : 強震帯地域 γ₁ = 1.00
- γ₂ : 「II種地盤」の地盤別補正係数 γ₂ = 1.00
- γ₃ : 重要度別(構造物特種別)補正係数 : 「樋門」 γ₃ = 1.00

【メモ】

・しゃ水工の設計 「樋門設計の手引き」P188
 樋管本体のパイピング作用を減殺できるよう、およびルーフィングによる土粒子流失防止のためしゃ水工を計画する。

しゃ水効果の検討は「レインの式」でおこなうものとするが、地質調査による土質区分からクリーブ比よりしゃ水効果の検討をおこなうものとする。

① 鉛直方向のしゃ水効果の検討

本体、吐口及び呑口部の基礎部に設けるが、浸透経路の信頼性を高めるため鋼矢板による構造とする。また、浸透経路長の検討は「レインの加重クリーブ比」により次式で検討をおこなう。

$$C \leq C_v = \frac{L/3 + \sum lv}{\Delta H}$$

ここに、

- C : 基礎地盤の土質区分から求めたレインの加重クリーブ比
- C_v : 浸透経路長から計算した鉛直方向の加重クリーブ比
- L : 樋門長(m)
- ΔH : 外水位(HWL)と内水位(堤内地盤高)との水位差(m)

ΔH = HWL - 堤内地盤高
 Σ lv : 鉛直方向の浸透経路長(m)
 (レインの加重クリーブ比C)

地盤の土質区分	クリーブ比C
極めて細かい砂、またはシルト	8.5
細砂	7.0
中砂	6.0
粗砂	5.0
粗砂利	4.0
中砂利	3.5
栗石を含む粗砂利	3.0
栗石と砂利を含む	2.5
軟らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
堅い粘土	1.0

② 水平方向のしゃ水効果の検討

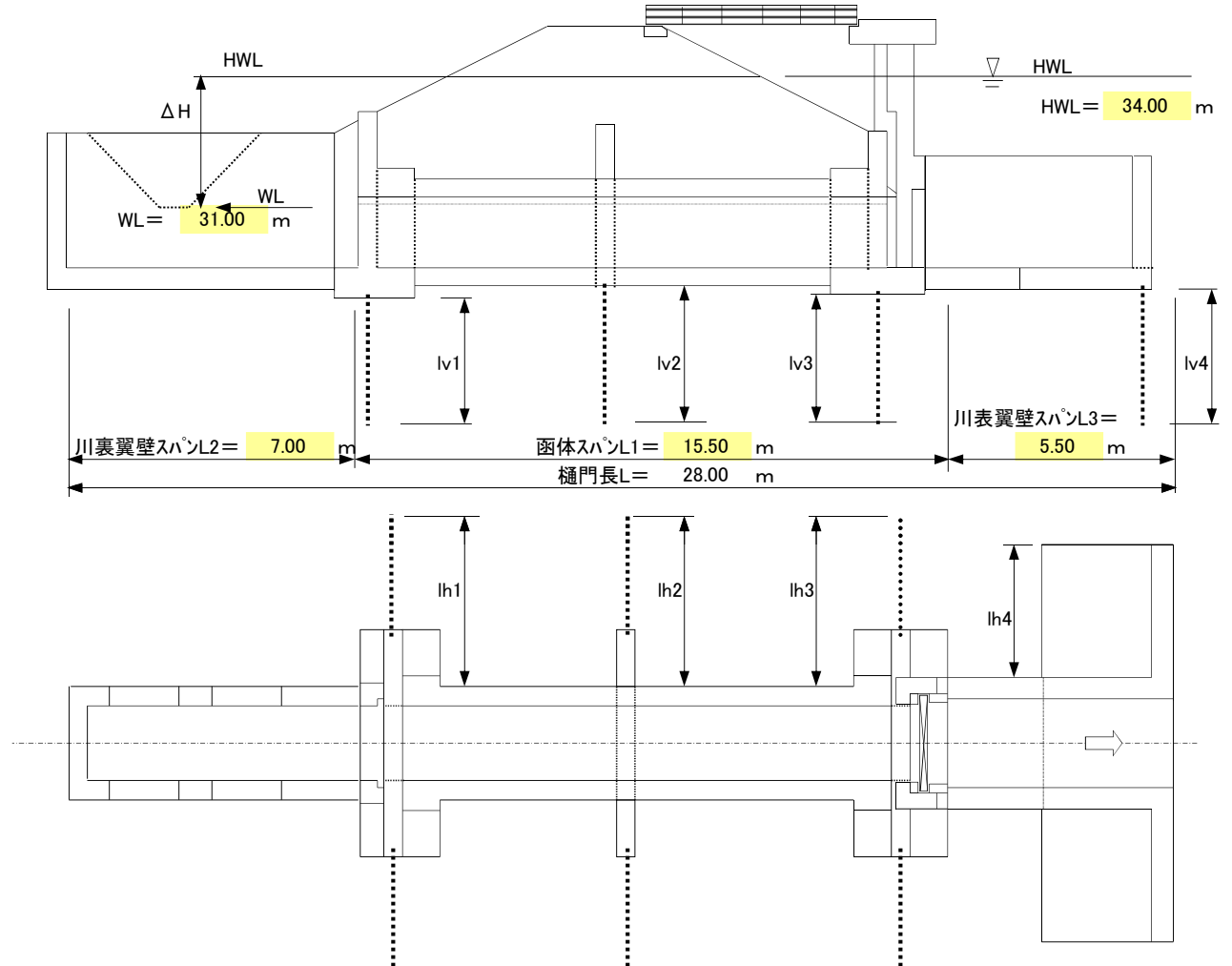
水平方向のしゃ水効果は鉛直方向と同様に「レインの加重クリーブ比」により次式で検討する。

$$C \leq C_h = \frac{L/3 + \sum lh}{\Delta H}$$

ここに、

- C_h : 浸透経路長から計算した水平方向の加重クリーブ比
- Σ lh : 水平方向の浸透経路長(m)

2-5. しゃ水効果の検討



1) 鉛直方向のしゃ水効果の検討

$$C_v = \frac{L/3 + \sum l_v}{\Delta H} = \frac{28.00 / 3 + 20.00}{3.00} = 9.78 > C = 4.0 \quad \dots \quad \text{OK}$$

ここに、 (粗砂利)

$$L = 28.00 \text{ m}$$

$$\sum l_v = 2 \cdot (l_{v1} + l_{v2} + l_{v3} + l_{v4}) = 2 \times (2.00 + 2.00 + 2.00 + 4.00) = 20.00 \text{ m}$$

$$\Delta H = \text{HWL} - \text{WL} = 34.00 - 31.00 = 3.00 \text{ m}$$

2) 水平方向のしゃ水効果の検討

$$C_h = \frac{L/3 + \sum l_h}{\Delta H} = \frac{28.00 / 3 + 34.90}{3.00} = 14.74 > C = 4.0 \quad \dots \quad \text{OK}$$

ここに、

$$\sum l_h = 2 \cdot (l_{h1} + l_{h2} + l_{h3} + l_{h4}) = 2 \times (4.50 + 4.25 + 4.30 + 4.40) = 34.90 \text{ m}$$

第2章

設計計画

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算