

R5帶無線

数量計算書

しずか数量表

前面勾配 0.5

名称	規格	単位	数量	備考
大型ブロック積総面積		m2	57.86	SL面積(ブロック面積+天端調整コンクリート前面) 56.25+1.61=57.86
しずか750型	H=500×L=1250	個	84	ポーラスコンクリートブロック 57.86-3.75=54.11m2
しずか1000型	H=500×L=1250	個	0	ポーラスコンクリートブロック
根石ブロック	H=500×L=1250	個	6	プレキャスト製品 6*1.25*0.50=3.75m2
天端Gr基礎コンクリート	18-8-40BB	m3	0.00	H=0.60m 天端幅B=0.60m
同上型砕	-	m2	0.0	
天端保護コンクリート	18-8-40BB	m3	0.86	
同上型砕	-	m2	1.6	
天端調整コンクリート	18-8-40BB	m3	2.26	しずか750型面積に計上
同上型砕	-	m2	6.0	しずか750型面積に計上
胴込+裏込コンクリート	18-8-40BB	m3	20.87	
同上型砕	-	m2	52.5	施工単価に含む
裏込碎石	RC40-0	m3	31.4	
マチコンクリート	18-8-40BB	m3	0.00	
同上型砕	-	m2	0.0	
基礎コンクリート	18-8-40BB	m3	0.78	
同上型砕	-	m2	1.5	
基礎碎石	RC40-0	m2	9.3	
水抜きパイプ	φ50	m		設置数量=擁壁見え掛かり面積/2.50m2
吸出防止材		m2		0.30×0.30/1箇所
基礎コンクリート差し筋	D13×L=300	kg	3.58	2本/根石ブロック
伸縮目地材		m2	12.02	展開図より
コンクリート埋戻し	捨-8-40BB	m3	3.46	(8.10+0.70)*0.35+1.27*0.30
小口止コンクリート	18-8-40BB	m3	8.63	展開図より
同上型砕	-	m2	47.92	展開図より

擁壁勾配

前面勾配	砕石背面	変換比率
0.5	0.4	1.118

前面勾配	0.3	0.4	0.5	0.6
変換比率	1.044	1.077	1.118	1.166

設計条件

Gr基礎高さ(m)	Gr基礎天端幅(m)	基礎コン厚さ(m)	基礎砕石厚さ(m)	端保護コンクリート厚
0	0	0.1	0	0.1

Gr基礎断面積(m ²)
0

ブロック面積

製品	数量	面積/個	面積合計
	個	m ²	m ²
しずか750	84	0.625	52.500
しずか1000型		0.625	0.000
根石(控え)	6	0.625	3.750
根石(控え1000)		0.625	0.000
合計			56.250

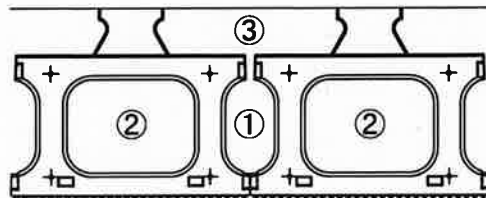
天端コンクリート

別紙

胴込+裏込コンクリート
(1個当たり体積×数量)

750型	ブロック数量	①	②	③	体積
裏込厚mm	個	m ³ /個	m ³ /個	m ³ /個	m ³
0	84	0.066	0.171	0.000	19.908

1000型	ブロック数量	①	②	③	体積
裏込厚mm	個	m ³ /個	m ³ /個	m ³ /個	m ³
0		0.066	0.171	0.123	0.000
100		0.066	0.171	0.186	0.000
200		0.066	0.171	0.248	0.000
300		0.066	0.171	0.311	0.000
600		0.066	0.171	0.498	0.000
合計	0				0.000



根石ブロック胴込コンクリート
(1個当たり体積×数量)

	ブロック数量	体積/個	体積
	個	m ³	m ³
控え750	6	0.161	0.966
控え1000	0	0.180	0.000

合計												7.500	31.440
----	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-------	--------

裏込砕石(マチ部分)
(平均高さ×上下平均厚×延長)

区間	擁壁H1 m	Gr基礎 H=0.000m	砕石H1 m	河川or道路	根入れ深 m	砕石高さ m	砕石上厚 m	砕石下厚 m	延長L1 m	延長L2 m	平均延長L m	体積 m3	
1													
2													
3													
4													
5													
6													
7													
8													
9													
10													
11													
12													
13													
14													
15													
合計												0.000	0.000

マチコンクリート
(SL面積×厚さ)

箇所	H m	SL m	控え m	マチ厚さ m	延長L1 m	延長L2 m	平均延長L m	面積 m2	体積 m3
1									
2									
3									
4									
5									
6									
7									
8									
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
合計							0.000	0.000	0.000

マチコンクリート型枠面積

0.000 × 2(前面、背面) = 0.000 m2

基礎コンクリート
(断面積×延長)

前面h	背面h	幅B	断面積	延長	基礎コン体積	型枠面積	基礎碎石
m	m	m	m ²	m	m ³	m ²	m ²
0.1	0.1	1.039	0.104	7.500	0.780	1.500	9.293
合計				7.500	0.780	1.500	9.293

基礎コンクリート型枠
(前面+背面)×延長)

基礎碎石
(基礎コンクリートB+0.2)×延長)

基礎コンクリート差し筋
(根石ブロック数量×D13-2本)

根石ブロック	鉄筋長さ	本数	重量/m	鉄筋重量
個	m	本	kg	kg
6	0.3	12	0.995	3.582

天端保護コンクリート

天端上幅	天端下幅	控え	延長	前面面積	体積	型枠面積
m	m	m	m	m ²	m ³	m ²
1.124	1.174	0.750	7.500	0.8385	0.862	1.589
合計			7.500	0.839	0.862	1.589

伸縮目地材

箇所	擁壁高さH	Gr基礎	控え	基礎コン断面積	面積
	m	H=0.000m	m	m ²	m ²
1					0.000
2					0.000
3					0.000
4					0.000
5					0.000
6					0.000
7					0.000
8					0.000
9					0.000
10					0.000
11					0.000

0
0
0
0
0
0
0
0
0
0
0
0

12					0.000
13					0.000
14					0.000
15					0.000
16					0.000
17					0.000
18					0.000
19					0.000
20					0.000
合計					0.000

0
0
0
0
0
0
0
0
0
0

天端コンクリート (1 : 0.5)

NO	Gr基礎 H=0.000m	天端コン h1 (m)	天端コン h2 (m)	天端調整 コン h1 (m)	天端調整 コン h2 (m)	h1+h2 平均h (m)	750/1000 型	控え (m)	調整コン 断面 1 (m ²)	調整コン 断面 2 (m ²)	L (m)	調整コン 前面 (m ²)	調整コン 体積 (m ³)	調整コン 型枠 (m ²)
天端1	無	0.292	0.292	0.192	0.192	0.192	750	0.750	0.301	0.301	7.500	1.61	2.26	6.03
天端2														
天端3														
天端4														
天端5														
天端6														
天端7														
天端8														
天端9														
天端10														
天端11														
天端12														
天端13														
天端14														
天端15														
天端16														
天端17														
天端18														
天端19														
天端20														
天端21														
天端22														
天端23														
天端24														
天端25														
天端26														
天端27														
天端28														
天端29														
天端30														
計											7.500	1.61	2.26	6.03

数量計算表

R5帯無線

数量計算表			数量計算表		
区分	計算式		区分	計算式	
間詰コンクリート					
コンクリート	0.91*0.30	0.27			
	1.1 (0.30+1.90)/2*5.30*0.30	/ 1.75			
計		m3 2.02			
型枠	0.30*1.80*1.077	0.58			
	(0.30+1.90)/2*5.30*1.077*2	12.56			
計		m2 13.14			
裏込碎石	(0.30+1.80)/2*5.00*1.077*0.30	m3 1.70			
水抜きパイプ VU50		m 0.40			

R5帯無線 無筋コンクリート殻1㎡当たりの経済比較

単価地区 伊那1地区④

ダンプトラック10t

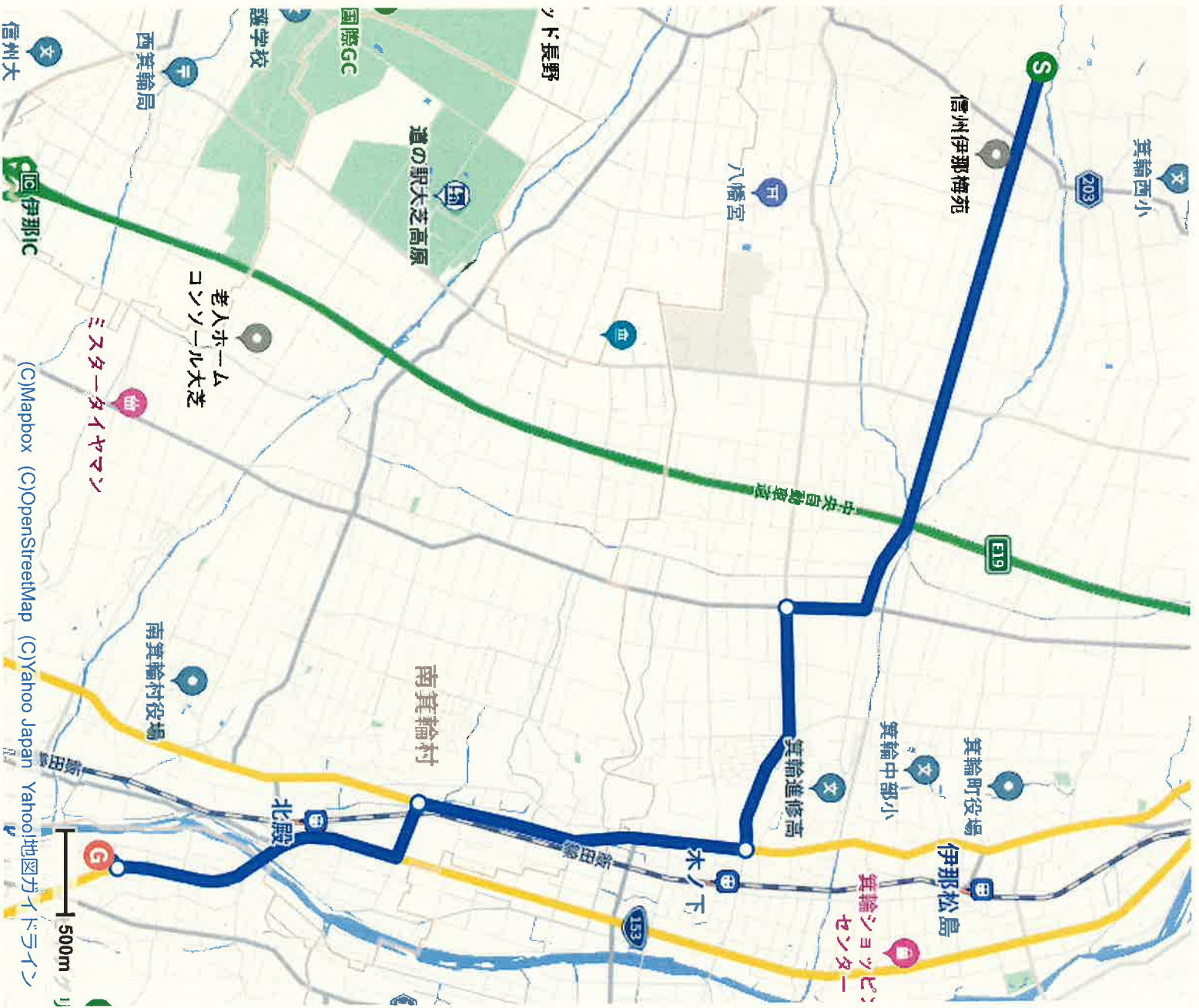
	処理単価				搬出距離	運搬単価(1㎡当り)		合計		備考
		円/t		円/m ³			円	円	円	
(株)高坂商会伊那工場	1,700	円/t	944	円/m ³	14.5km	4,566	円	5,510	円	
キタニ本社	2,500	円/t	1,389	円/m ³	10.2km	3,720	円	5,109	円	採用
南重建設	3,900	円/m ³	3,900	円/m ³	9.9km	3,587	円	7,487	円	

1㎡=1.80t

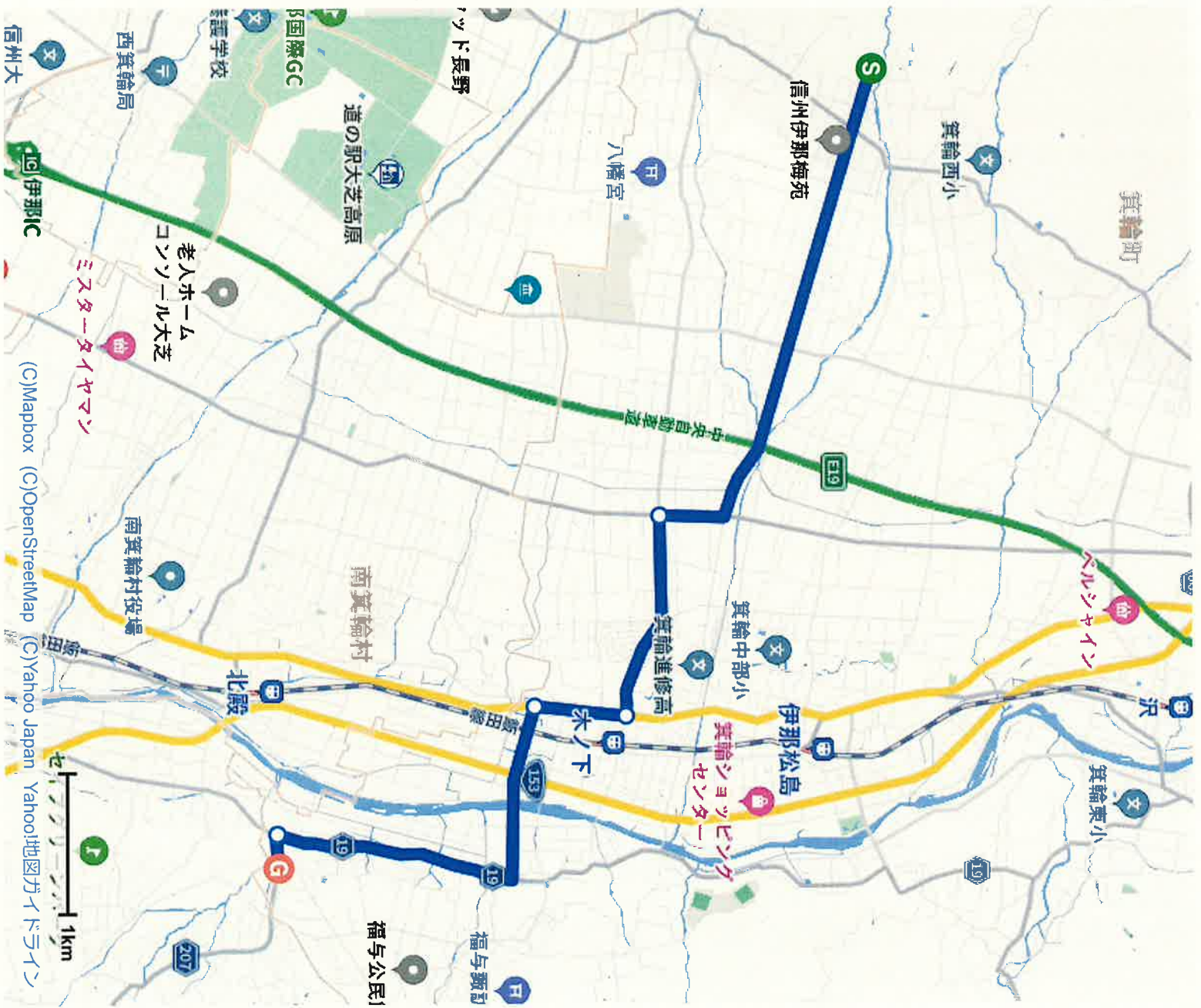
起点～高坂商会伊那工場 13.6km 起点～施工地0.9km 計14.5km



起点～キタニ9.3km 起点～施工地0.9km 計10.2km



起点～南重建設 9.0km 起点～施工地 0.9km 計 9.9km



水替数量計算表

R3災南沢山1号その3

仮締切工					
区分	位置	幅	高さ	面積(m2)	備考
土嚢締切		2.0	0.3	0.60	
仮設排水管					
区分	延長	期間	延長	備考	
ポリエチレン管 φ300			22.00		
水替工					
区分	適用	稼働日数	備考		
潜水ポンプ 排水量0~40m3/時 日数計算	作業時排水				8日

参 考 资 料

令和5年度 帯無線

しずか 安定計算書 H=7.100m ($\phi=35^\circ$, $\gamma=18\text{kN/m}^3$)

アスザック株式会社

KGC BLOCK

目 次

設計概説	1
§ 1 設計条件	3
§ 2 一般形状寸法図	5
§ 3 計算結果	6
§ 4 設計荷重	8
§ 5 安定計算	14
§ 6 基礎の部材断面設計	19

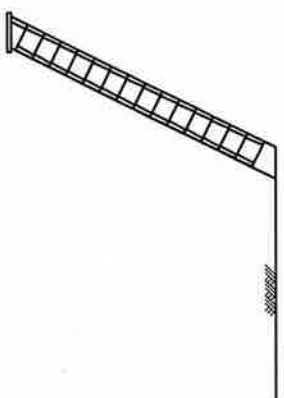
設計概説

本擁壁は、もたれ式擁壁に準じた構造の擁壁として、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工 擁壁工指針』に準拠した。

(1) 設計断面

- 1) 擁壁形式 大型ブロック積擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 擁壁寸法

擁壁高さ	H = 7.100 (m)
底版幅	B = 1.039 (m)
勾配	1 : 0.500
- 4) 使用製品ブロック
しずか



【設計方針・方法】

【計算結果】

(2) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自重

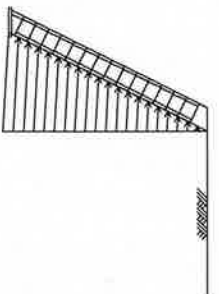
製品本体、基礎コンクリート、天端コンクリートを自重として考慮した。

自重 : $W_c = 131.22 \text{ (kN)}$

2) 土圧

計算は、試行くさび法により行った。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

内部摩擦角 : $\phi = 35.00(^{\circ})$
 単位体積重量 : $\gamma_s = 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$



土圧 : $P_a = 42.56 \text{ (kN)}$

(3) 安定計算

擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

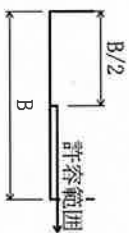
1) 転 倒

基礎底板位置での合力の作用位置による検討を行った。

$$d = 1.462 > 0.520$$

(単位：m)

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件を満足しているものとした。



2) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

$$F_s = 1.82 \geq 1.50$$

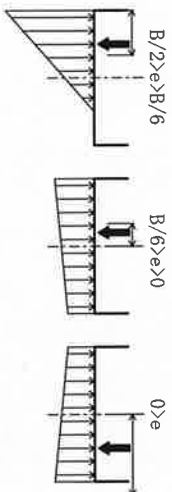
摩擦係数 : 0.600

3) 支 持 力

支持力の検討は、擁壁底面に生じる反力度を算出した。

$$q = 161.97 \text{ 以上}$$

の支持力が必要です。
(単位：kN/m²)



(4) 基礎の断面計算

つま先版における検討を行った。

1) つま先版

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 0.22 \leq 4.50 \\ \sigma_t &= 0.22 \leq 0.23 \\ \tau &= 0.08 \leq 0.33 \end{aligned}$$

(単位：N/mm²)

S1 設計条件

1.1 設計条件

- (1) 擁壁形式
- (2) 基礎形式

大型ブロック積擁壁

直接基礎

- (3) 擁壁高さ

H = 7.100 (m)

- (4) 土 圧

試行くさび法による土圧

- (5) 単位体積重量

$\gamma_c = 23.00$ (kN/m³)

1.2 土質条件

- (1) 擁壁背面の裏込め土

せん断抵抗角
単位体積重量

$\phi = 35.00$ (°)
 $\gamma_s = 18.00$ (kN/m³)

- (2) 支持地盤

擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数
" の粘着力
許容支持力度

$\mu = 0.600$
 $C = 0.0$ (kN/mm²)
 $q_a = 161.97$ (kN/m²) 以上必要

1.3 安定条件

- (1) 滑動に対する検討
- (2) 転倒に対する検討

滑動安全率 $F_s \geq 1.50$
合力の作用位置 $d > 1/2 B$

1.4 材料強度及び許容応力度

- (1) コンクリート

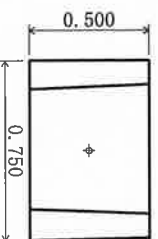
設計基準強度
許容圧縮応力度
許容曲げ引張応力度
許容せん断応力度

$\sigma_{ck} = 18$ (N/mm²)
 $\sigma_{ca} = 4.50$ (N/mm²)
 $\sigma_{ta} = 0.23$ (N/mm²)
 $\tau_a = 0.33$ (N/mm²)

1.5 使用ブロック

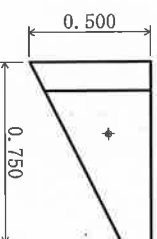
- (1) シズカ シズカ750(15段目～2段目)

製品幅 (m)	1.250	重心座標 (m)	重量 [単重] (kN)
製品本体	0.232	(0.375, 0.250)	4.76 [20.50]
コンクリート	0.171	(0.375, 0.250)	3.93 [23.00]
コンクリート	0.066	(0.375, 0.250)	1.52 [23.00]



- (2) シズカ シズカ750根石(1段目)

製品幅 (m)	1.250	重心座標 (m)	重量 [単重] (kN)
製品本体	0.132	(0.300, 0.325)	3.04 [23.00]
コンクリート	0.161	(0.300, 0.325)	3.70 [23.00]



- (3) 胴込め材の単位体積重量

胴込めコンクリート (全段) $\gamma_c = 23.00$ (kN/m³)

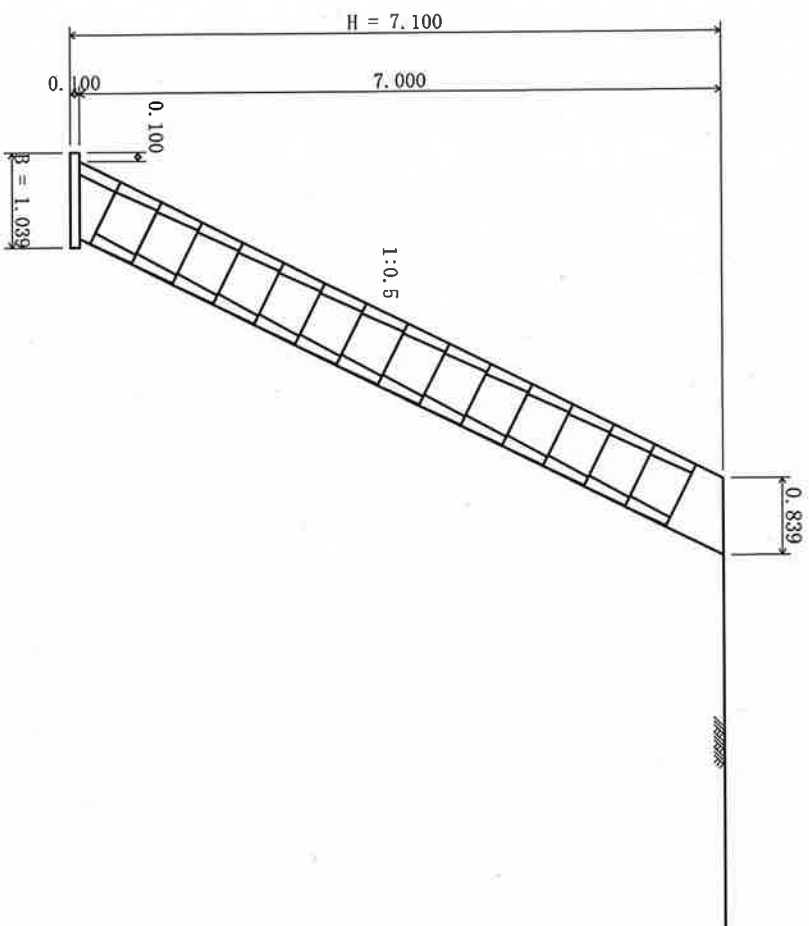
1.6 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版)

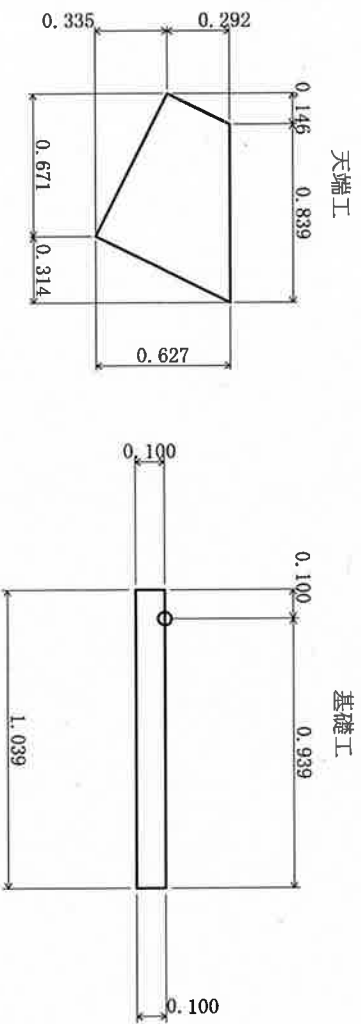
(社) 日本道路協会

§ 2 一般形状寸法図

2.1 一般図



2.2 詳細図



§3 計算結果

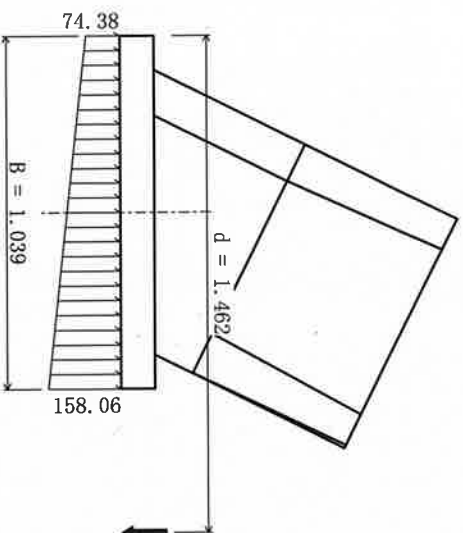
3.1 安定計算結果

安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

(1) 全体の安定計算結果

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	合力位置 d (m)	滑動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)	判定
128.81	42.49	1.462	1.82	74.38 158.06	0.K.
許容値		0.520	1.50		

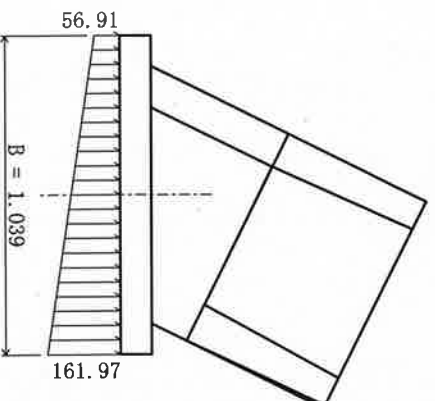
《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)	判定
131.22	0.00	56.91 161.97	—
許容値			

《地盤反力図》



3.2 断面計算結果

3.2.1 基礎の断面計算

部 材	項 目		
つま先版	部 材 断 面	b (mm)	1000
		h (mm)	100
		A (mm ²)	0.100×10^6
		z (mm ³)	0.00167×10^9
		曲げモーメント M (N・mm)	0.37×10^6
		せん断力 S (N)	7.61×10^3
		コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c
コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_{ca}	4.50	
	σ_t	0.22	
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	σ_{ta}	0.23	
	τ	0.08	
	τ_{ca}	0.33	

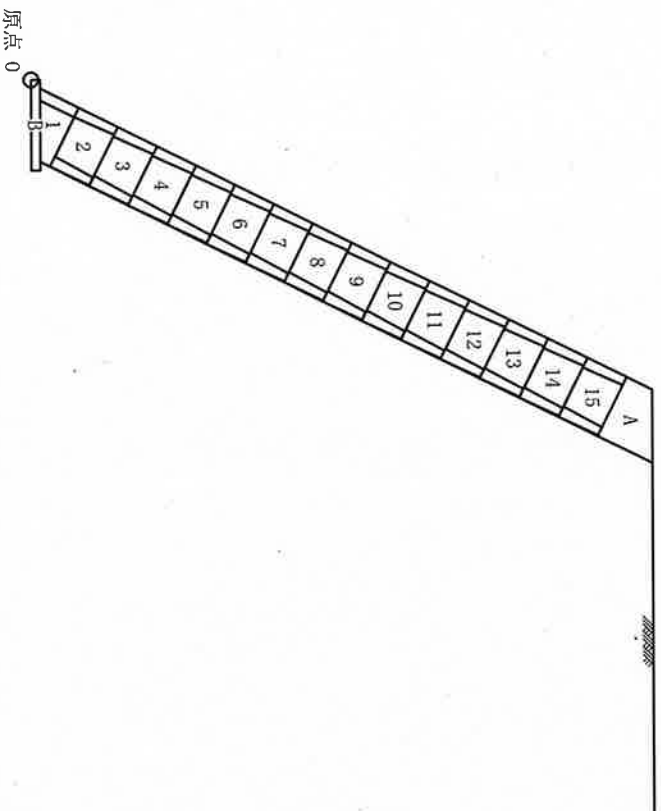
S 4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自重
- ・土圧

4.1 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。
荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



4.1.1 自重
1) 天端コンクリート (A)

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 (m)		断面一次モーメント A・x (m ³)	A・y (m ³)
				x	y		
	0.985	0.627	0.618	0.717	0.426	0.4431	0.2633
a	-1/2 × 0.146	0.292	-0.021	0.273	0.642	-0.0057	-0.0135
b	-1/2 × 0.671	0.335	-0.112	0.448	0.224	-0.0502	-0.0251
c	-1/2 × 0.314	0.627	-0.098	1.104	0.321	-0.1082	-0.0315
合計			0.387			0.2790	0.1932

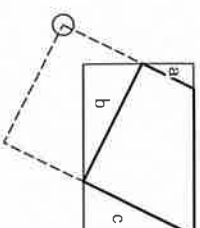
体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.387 \times 1.000 = 0.387 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2790}{0.387} = 0.721 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1932}{0.387} = 0.499 \text{ (m)}$$



2) 基礎コンクリート(B)

体積

$$V_0 = b \cdot h \cdot L = 1.039 \times 0.100 \times 1.000 = 0.104 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{b}{2} = \frac{1.039}{2} = 0.520 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0.100}{2} = 0.050 \text{ (m)}$$



3) 自重の集計

各段毎に自重の集計を行う。

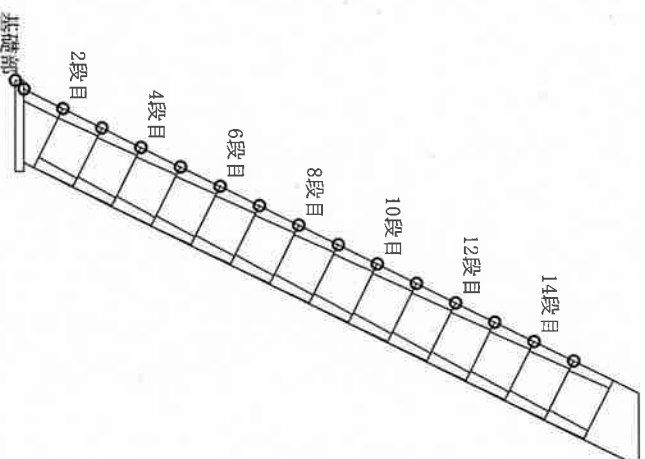
	体積 V_0 (m^3)	単位重量 γ (kN/m^3)	鉛直荷重 V (kN)	重心位置	
				x_s (m)	y_s (m)
15段目	天端コンクリート	0.387×23.00	8.90	0.721	0.499
	しずか750	0.186×20.50	3.81	0.447	0.056
	胴込めコンクリート コンクリート	0.137×23.00 0.053×23.00	3.15 1.22	0.447 0.447	0.056 0.056
	合計 Σ		17.08	0.590	0.287
14段目～2段目	しずか750	0.186×20.50	3.81	0.447	0.056
	胴込めコンクリート コンクリート	0.137×23.00 0.053×23.00	3.15 1.22	0.447 0.447	0.056 0.056
	合計 Σ		8.18	0.447	0.056
1段目	しずか750根石	0.106×23.00	2.44	0.414	0.157
	胴込めコンクリート 合計 Σ	0.129×23.00 5.41	2.97 5.41	0.414 0.414	0.157 0.157
	基礎部	基礎コンクリート	0.104×23.00	2.39	0.520

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ボックスを参照。

4) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点(x_k, y_k)を示す。

	番号 N	基準点	
		x^k (m)	y^k (m)
15段目	16	3.230	6.361
14段目	15	3.007	5.914
13段目	14	2.783	5.467
12段目	13	2.560	5.019
11段目	12	2.336	4.572
10段目	11	2.112	4.125
9段目	10	1.889	3.678
8段目	9	1.665	3.230
7段目	8	1.442	2.783
6段目	7	1.218	2.336
5段目	6	0.994	1.889
4段目	5	0.771	1.442
3段目	4	0.547	0.994
2段目	3	0.324	0.547
1段目	2	0.100	0.100
基礎部	1	0.000	0.000



「荷重の総括」で用いている荷重の作用位置は、算出した重心位置(x_s, y_s)と、上の基準点(x_k, y_k)を用いて、次式により算出する。

$$x = x_s + (x_k - x_s)$$

$$y = y_s + (y_k - y_s)$$

ここに、

(x_k, y_k) : 荷重が属する段の基準点座標 ($N=k$)

(x_s, y_s) : 荷重を集計する段の原点座標 ($N=m$)

基礎部の荷重集計 ($m=1$) で用いる、1段目の自重 ($k=2$) の作用位置は

$$x = 0.414 + (0.100 - 0.000) = 0.514 \text{ (m)}$$

$$y = 0.157 + (0.100 - 0.000) = 0.257 \text{ (m)}$$

4.1.2 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma s \cdot h^2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

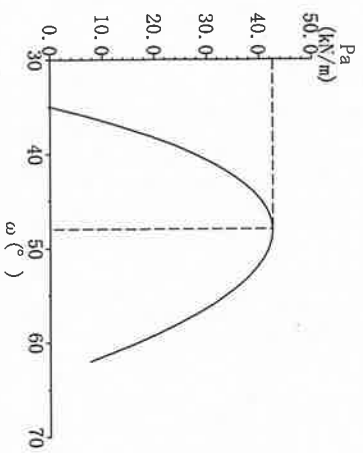
$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
 W : 土くさびの重量 (kN/m)
 ω : すべり角 (°)
 ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 35.00$ (°)
 δ : 壁面摩擦角 $\delta = 23.33$ (°)
 α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -26.57$ (°)
 Ka : 主働土圧係数
 γs : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma s = 18.00$ (kN/m³)
 h : 土圧の作用高さ (m)
 V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
 L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

1) 擁壁全体

$h = 7.100 \text{ (m)}$
 $\alpha = -26.57 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 181.66 \text{ (kN/m)}$
 $\omega = 48.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 23.33 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 35.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

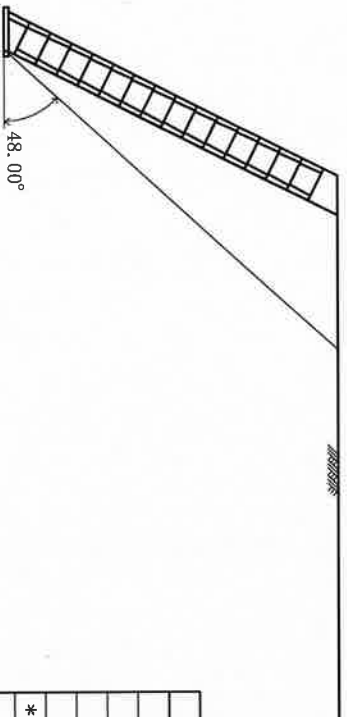
$$Pa = \frac{181.66 \times \sin(48.00 - 35.00)}{\cos(48.00 - 35.00 - 23.33 + 26.57)}$$

$$= 42.56 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \times 42.56}{18.00 \times 7.100^2}$$

$$= 0.094$$



ω	Pa	W
52.00	39.767	127.62
51.00	41.031	140.55
50.00	41.925	153.85
49.00	42.439	167.54
* 48.00	42.563	181.66
47.00	42.285	196.23
46.00	41.592	211.28
45.00	40.467	226.84
44.00	38.892	242.96

鉛直荷重

$$V = 42.56 \times \sin(23.33 - 26.57) \times 1.000 = -2.41 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 42.56 \times \cos(23.33 - 26.57) \times 1.000 = 42.49 \text{ (kN)}$$

作用位置

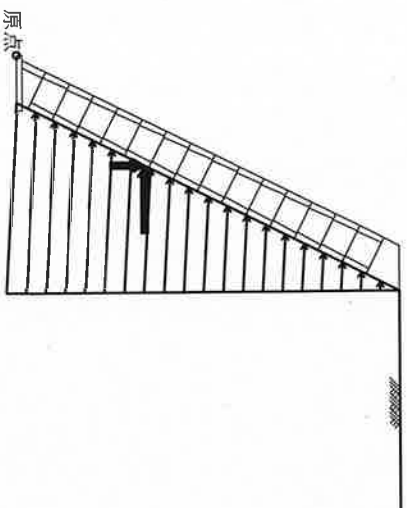
$$x = \frac{2.072}{7.100} = 0.292 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{7.100}{3} = 2.367 \text{ (m)}$$

4.2 荷重の総括

4.2.1 荷重の集計方法

基礎のつま先下端を原点として荷重を集計する。



4.2.2 荷重の集計

算出された荷重を集計する。

	荷 重		作用位置		モーメント	
	鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 V・x (kN・m)	転倒 H・y (kN・m)
基礎部 自重	15段目	17.08	3.820	6.648	65.25	
	14段目	8.18	3.454	5.970	28.25	
	13段目	8.18	3.230	5.523	26.42	
	12段目	8.18	3.007	5.075	24.60	
	11段目	8.18	2.783	4.628	22.76	
	10段目	8.18	2.559	4.181	20.93	
	9段目	8.18	2.336	3.734	19.11	
	8段目	8.18	2.112	3.286	17.28	
	7段目	8.18	1.889	2.839	15.45	
	6段目	8.18	1.665	2.392	13.62	
	5段目	8.18	1.441	1.945	11.79	
	4段目	8.18	1.218	1.498	9.96	
	3段目	8.18	0.994	1.050	8.13	
	2段目	8.18	0.771	0.603	6.31	
	1段目	5.41	0.514	0.257	2.78	
基礎部	2.39	0.520	0.050	1.24		
土圧						
合 計 Σ	-2.41	42.49	2.072	2.367	-4.99	100.57
自重のみの合計 Σ	128.81	42.49			288.89	100.57
	131.22	0.00			293.88	0.00

§5 安定計算

集計した荷重を用いて、安定の検討を行う。

- ・ 滑動に対する検討
- ・ 転倒に対する検討
- ・ 支持に対する検討

5.1 計算方法

1) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

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

ここに、

- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣMr : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)
- ΣMo : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)
- B : 擁壁の底版幅 B = 1.039 (m)

転倒に対する安定条件として、合力の作用点までの距離 d は次式を満足するものとする。

$$d > \frac{1}{2} B$$

2) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

- Fs : 滑動安全率
- Fsa : 滑動安全率の許容値 Fsa = 1.50
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣH : 水平荷重 (kN)
- μ : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数 $\mu = 0.600$
- C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 C = 0.0 (kN/m²)
- B : 擁壁の底版幅 B = 1.039 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- Be : 有効載荷幅 Be = B - 2・e (m)
- L : 擁壁の奥行き(計算幅) L = 1.000 (m)

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$B / 6 \geqq e \geqq 0$ のとき

$$q_1 \} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B / 6$ のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)

ΣV : 鉛直荷重 (kN)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.039$ (m)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e < 0$ のとき

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造物として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づき「簡便法」を用いて求める。

$$Q_1 = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_2 = \Sigma V - Q_1 \cdot \sin \theta, \quad Q_{H1} = \Sigma H + Q_1 \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_1 \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_2 \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

1 : 擁壁壁面長 (m)

θ : 擁壁壁面傾斜角 $\theta = 26.57$ (°)

ΣM : 擁壁底面つま先回りのモーメント (kN・m)

Q_1 : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)

Q_2 : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)

Q_H : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN) $d \leqq \kappa_d \cdot B$ の時は $Q_1 = 0$ とする

q_1 : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)

κ_1 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と擁壁壁面長 l との比 ($\kappa_1 = l_2 / l$)

κ_d : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置 d_1 と擁壁底面幅 B との比 ($\kappa_d = d_1 / B$)

κ_1, κ_d は下表による。

荷重状態 背面勾配	自重のみの場合	荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合		
κ_1	1.00	1:0.3	1:0.4	1:0.5
κ_d	0.58	0.50	0.60	0.70

背面勾配 1:0.5 より、荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合は $\kappa_1 = 0.70$ を用いる。

5.2 計算結果

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 128.81 && (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 42.49 && (\text{kN}) \\ \Sigma M_r &= 288.89 && (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma M_o &= 100.57 && (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{288.89 - 100.57}{128.81} = 1.462 \text{ (m)}$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.039}{2} - 1.462 = -0.943 \text{ (m)}$$

$$d = 1.462 \text{ (m)} > 1/2 B = 0.520 \text{ (m)}$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 1.039 - 2 \times -0.943 = 2.925 \text{ (m)} > B = 1.039 \text{ より } Be = 1.039 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned}F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{128.81 \times 0.600 + 0.0 \times 1.039 \times 1.000}{42.49} \\ &= 1.82 \geq F_{sa} = 1.50\end{aligned}$$

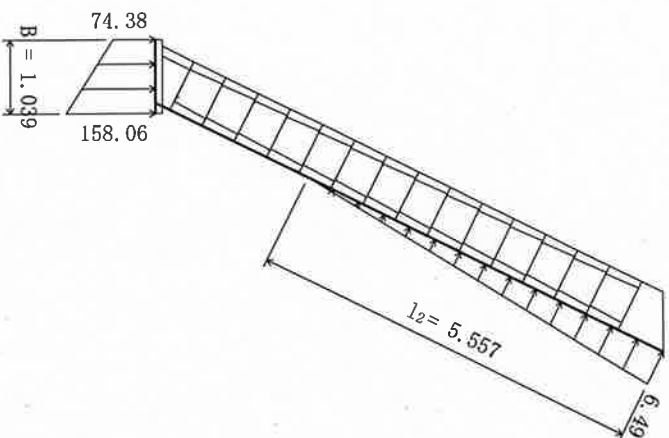
よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

e = -0.943 < 0.000 (m) より、「簡便法」にて計算を行った。

$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot \left(1 - \kappa_d\right) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{188.32 - 0.56 \times 1.039 \times 128.81}{1.039 \times \sin 26.57 \times \left(1 - 0.56\right) + 7.938 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 18.02 \text{ (kN)} \\ q_t &= \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 18.02}{0.70 \times 7.938} = 6.49 \text{ (kN/m)} \\ Q_o &= \Sigma V - q_t \cdot \sin \theta = 128.81 - 18.02 \times \sin 26.57 = 120.75 \text{ (kN)} \\ q_1 &= \frac{2 \cdot Q_o \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot l} = \frac{2 \times 120.75 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.039 \times 1.000} = 74.38 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ q_2 &= \frac{2 \cdot Q_o \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot l} = \frac{2 \times 120.75 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.039 \times 1.000} = 158.06 \text{ (kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

4) 主動土圧が作用しない状態の照査

主動土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

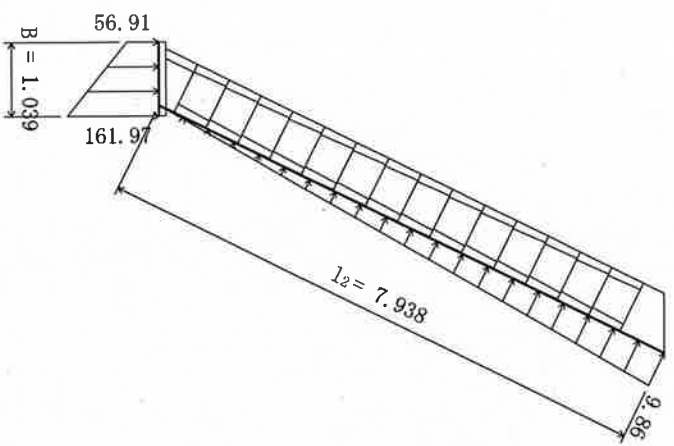
『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 131.22 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 293.88 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 0.00 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

$$\begin{aligned}q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{293.88 - 0.58 \times 1.039 \times 131.22}{1.039 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 7.938 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 39.15 \quad (\text{kN}) \\ q_t &= \frac{2 \cdot q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 39.15}{1.00 \times 7.938} = 9.86 \quad (\text{kN/m}) \\ Q_t &= \Sigma V - q_t \cdot \sin \theta = 131.22 - 39.15 \times \sin 26.57 = 113.71 \quad (\text{kN}) \\ q_1 &= \frac{2 \cdot Q_t \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 113.71 \times (2 - 3 \times 0.58)}{1.039 \times 1.000} = 56.91 \quad (\text{kN/m}^2) \\ q_2 &= \frac{2 \cdot Q_t \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 113.71 \times (3 \times 0.58 - 1)}{1.039 \times 1.000} = 161.97 \quad (\text{kN/m}^2)\end{aligned}$$

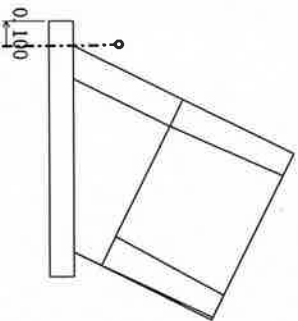


よって、上記の値以上の支持力が必要である。

§6 基礎の部材断面設計

6.1 つま先版

断面検討位置



6.1.1 荷重の計算

つま先版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

(1) つま先版自重

面積

$$A = b \cdot h = 0.100 \times 0.100 = 0.010 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.010 \times 23.00 \times 1.000 = 0.23 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.23 \times 0.050 = 0.01 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(2) 地盤反力度

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 74.38 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 158.06 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

つま先版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{1}{2} = 158.06 + \left(74.38 - 158.06 \right) \times \frac{0.939}{1.039} \\ &= 82.43 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_1 + q_3) \cdot l_1 \cdot L}{2} = \frac{(74.38 + 82.43) \times 0.100 \times 1.000}{2} \\ &= 7.84 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_1}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_1 + q_3}{q_1 + q_3} = \frac{0.100}{3} \times \frac{2 \times 74.38 + 82.43}{74.38 + 82.43} \\ &= 0.049 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.84 \times 0.049 = 0.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

6.1.2 設計断面力

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	つま先版自重	-0.23	-0.01
2	地盤反力	7.84	0.38
	合 計 Σ	7.61	0.37

6.2 実応力度の計算

6.2.1 無筋コンクリート長方形断面の応力度

無筋コンクリート長方形断面の応力度は以下の式で算出する。

縁応力度

$$\sigma_1 = \pm \frac{M}{Z}$$

$$\sigma_2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{b \cdot h}$$

ここに、

M : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

A : 断面積 (mm²) A = b・h

Z : 断面係数 (mm³) Z = $\frac{b \cdot h^2}{6}$

h : 部材厚 (mm)

b : 有効計算幅 (mm)

σ₁ : 前面側縁応力度 (N/mm²)

σ₂ : 背面側縁応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

6.2.2 計算結果

部 材	項 目		
つま先版	部 材 断 面	b (mm)	1000
		h (mm)	100
		A (mm ²)	0.100×10^6
	断 面	z (mm ³)	0.00167×10^6
		曲げモーメント M (N・mm)	0.37×10^6
		せん断力 S (N)	7.61×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.22
		σ_{ca}	4.50
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_t	0.22
		σ_{ta}	0.23
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.08	
	τ_{ca}	0.33	

放水路断面の設計(開水路)

箇所 : R5帯無線橋梁区間

1 計画高水流量の計算

① 流出係数:f

地況			=	森林
地質		第三紀、中生、古生層、火成岩類等	=	浸透能不良母材
流域傾斜	流域最高EL (2090 m -	計画EL 970 m) /	延長 3669 m × 100 =	流域傾斜 30.5 %
				斜面

よって流出係数 f = 0.55 (浸透能不良母材:斜面)

② 集水面積: A = 449.0 ha

③ 降雨強度:r

降雨強度対照地区 諏訪 定数 (a:1867.6 b:12.55 n:0.83) 再現年10年

山地区分: 一般山地(35°未満) 集水面積: 500ha以下

洪水到達時間(t): 50 分

よって降雨強度 $r = a / (t^n + b) = 49 \text{ mm/h}$ (君島式)

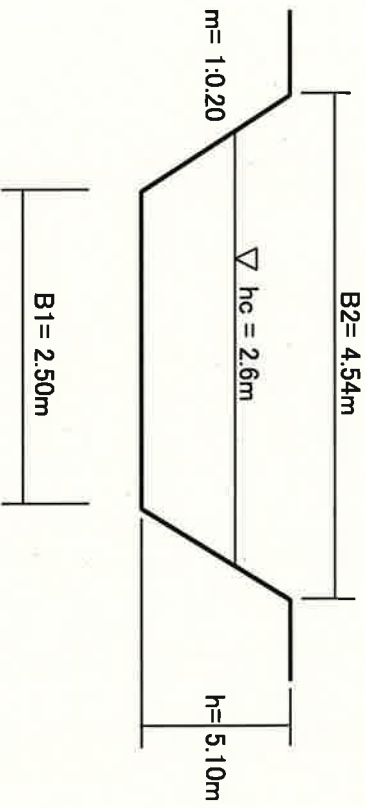
最大洪水流量: $Q = 1/360 \times f \times r \times A = 33.61 \text{ m}^3/\text{s}$

計画高水流量: $Q_{\text{max}} = Q \cdot f_q$ (補正係数) $f_q = 1.00$ (洪水痕跡等に基づく溪流の断面積から推測)

∴ 計画高水流量: $Q_{\text{max}} = 33.61 \times 1 = 33.61 \text{ m}^3/\text{s}$

2 放水路断面の設計

① 計画水深 : hc



下長	: B1 = 2.50 m
側法	: m = 0.20 (1:x)
水深	: hi = 2.52 m
流積	: F = 7.570 m ³
潤辺	: P = 7.640
径深	: P = 0.991
平均流速	: R = 4.422
水深 (hi : hi =	33.476

計画水深 : hc = 2.6 m (0.1m単位,端数切上)

計画水深流量 : Q_c

$Q_{\text{max}}(33.61 \text{ m}^3/\text{s}) \leq Q_c(35.07 \text{ m}^3/\text{s})$

② 放水路断面

余裕高 : $\Delta h = 0.40 \text{ m}$ ($Q_{\text{max}} < 50 \text{ m}^3/\text{s}$)

放水路高さ : h = 5.10 m

上長 : B2 = 4.54 m

③ 設計放水路流量: Qk

計算方法	: マニング式	
計画勾配	: I = 0.097	
粗度系数	: n = 0.07	山岳地溪流一径0.3~0.5mの石礫が点在 平均:0.070
流積	: F = $1/2 \times h \times (B1+B2)$	= 17.952 m ³
潤辺	: P = $B1+2 \times h \times \sqrt{(1+m^2)}$	= 12.901 m
径深	: R = F/P	= 1.391 m
平均流速	: V = $1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$	= 5.544 m/s
放水路流量	: $Q_k = F \times V$	= 99.53 m ³ /s

よって安全率 : $Q_k/Q_{\text{max}} = 2.9$

放水路断面の設計(開水路)

箇所 : R5帯無線大型ブロック積区間

1 計画高水流量の計算

① 流出係数: f

地況					= 森林
地質		第三紀、中生、古生層、火成岩類等			= 浸透能不良母材
流域傾斜	流域最高EL (2090 m -	計画EL 970 m) /	延長 3669 m × 100 =	流域傾斜 30.5 %	斜面

よって流出係数 f = 0.55 (浸透能不良母材:斜面)

② 集水面積: A = 449.0 ha

③ 降雨強度: r

降雨強度対照地区 諏訪 定数 (a:1867.6 b:12.55 n:0.83) 再現年10年

山地区分: 一般山地(35°未満) 集水面積: 500ha以下

洪水到達時間(t): 50 分

よって降雨強度 $r = a / (t^n + b) = 49 \text{ mm/h}$ (君島式)

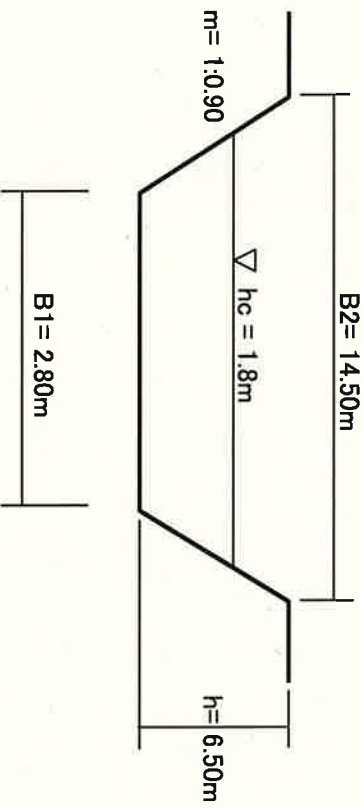
最大洪水流量: $Q = 1/360 \times f \times r \times A = 33.61 \text{ m}^3/\text{s}$

計画高水流量: $Q_{max} = Q \cdot fq$ (補正係数) $fq = 1.00$ (洪水痕跡等に基づく溪流の断面積から推測)

∴ 計画高水流量: $Q_{max} = 33.61 \times 1 = 33.61 \text{ m}^3/\text{s}$

2 放水路断面の設計

① 計画水深 : hc



下長	: B1 = 2.80 m
側法	: m = 0.90 (1:x)
水深	: hi = 1.73 m
流積	: F = 7.538 m ³
潤辺	: P = 7.455
径深	: P = 1.011
平均流速	: R = 4.482
水深 (hi)	: hi = 33.784

計画水深 : hc = 1.8 m (0.1m単位,端数切上)

計画水深流量 : Q_c

$Q_{max}(33.61 \text{ m}^3/\text{s}) \leq Q_c(36.34 \text{ m}^3/\text{s})$

② 放水路断面

余裕高さ : $\Delta h = 0.40 \text{ m}$ ($Q_{max} < 50 \text{ m}^3/\text{s}$)

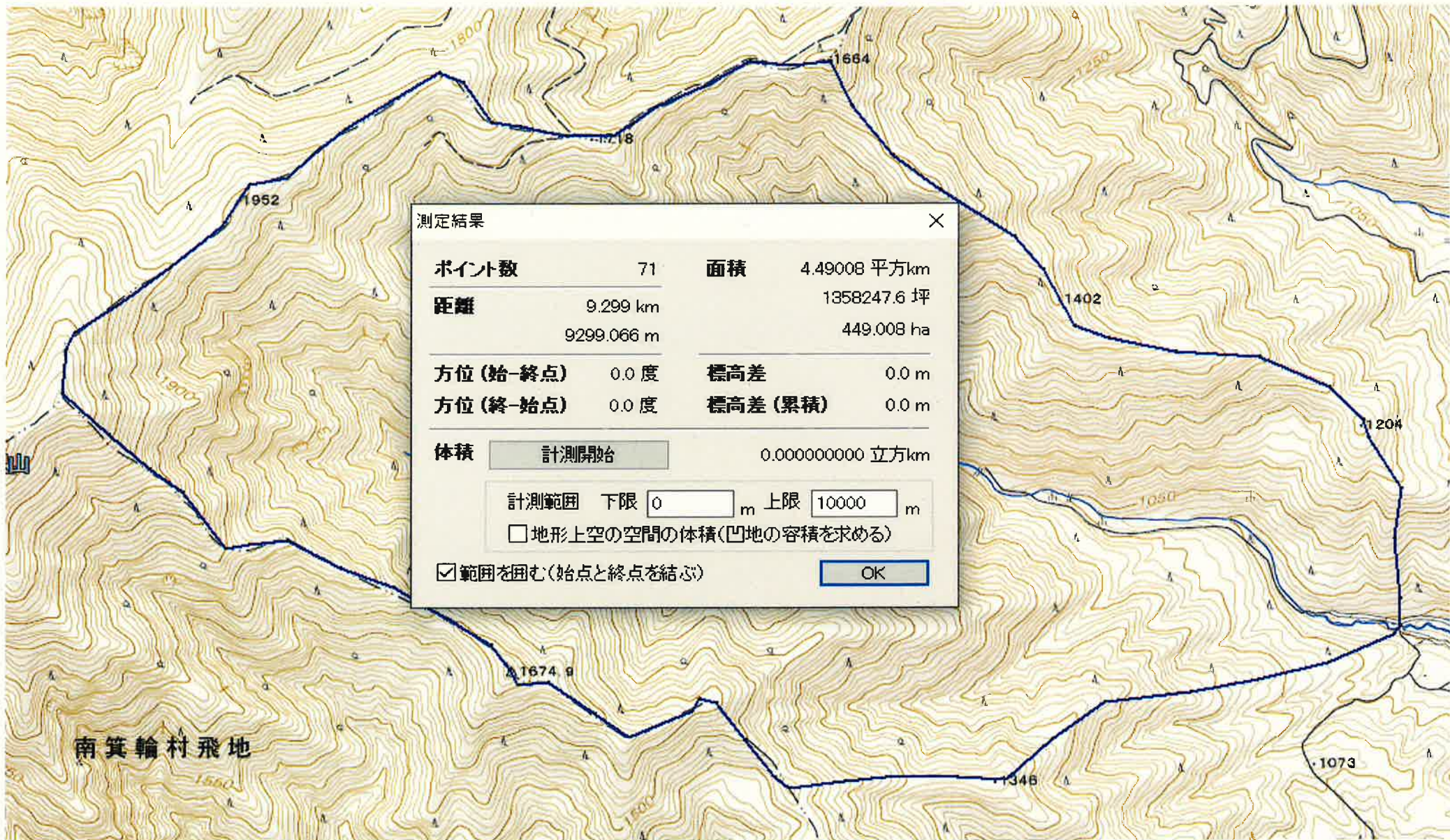
放水路高さ : h = 6.50 m

上長 : B2 = 14.50 m

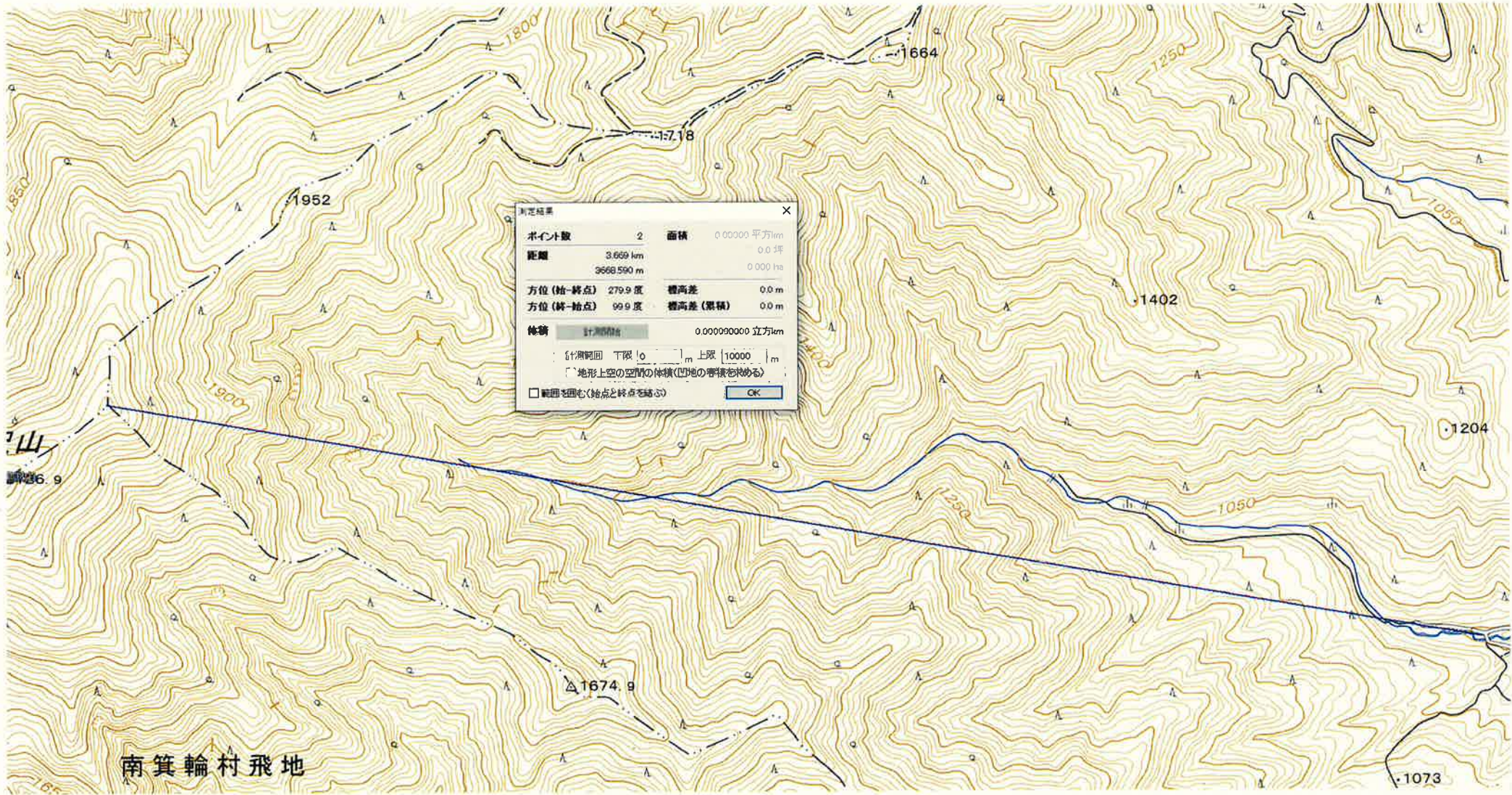
③ 設計放水路流量: Q_k

計算方法	: マニング式	9.7 %
計画勾配	: I = 0.097	
粗度系数	: n = 0.07	
流積	: F = $1/2 \times h \times (B1+B2)$	山岳地溪流一径0.3~0.5mの石礫が点在 平均:0.070
潤辺	: P = $B1+2 \times h \times \sqrt{(1+m^2)}$	= 56.225 m ³
径深	: R = F/P	= 20.289 m
平均流速	: V = $1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$	= 2.771 m
放水路流量	: $Q_k = F \times V$	= 8.777 m ³ /s
		= 493.49 m ³ /s

よって安全率 : $Q_k/Q_{max} = 14.6$



R5帯無線面積図



南箕輪村飛地

溪流延長図 L=3669m

3-2 大型ブロック積

(1) 条件区分

条件区分は、次表を標準とする。

表3.4 大型ブロック積 積算条件区分一覧

(積算単位：㎡)	
水抜きパイプの有無	
有り	
無し	

- (注) 1. 上表は、大型ブロック(勾配1割未満、ブロック質量4,600kg/個以下、控え長500mm以上)の設置、鉄筋(加工・組立)、目地材の設置、調整コンクリートの打設(材料費を含む)、現場内小運搬(50m未満)の他、水抜きパイプ(水抜き孔用吸出し防止材を含む)等、その施工に必要な全ての機械・労務・材料費(損料等を含む)を含む。ただし、鉄筋材料費及び目地材料費は含まない。
- 鉄筋材料費は材料ロスを含んだ必要量を別途計上する。
 - 裏込材投入転圧又は胴込材投入転圧は「3-10 胴込・裏込材(砕石)」より計上する。
 - 現場条件により足場が必要な場合は別途計上する。
 - 目地材料費は、材料ロスを含んだ必要量を別途計上する。
 - 設計面積は調整コンクリートを含んだ面積とし、小口止、天端コンクリートは別途計上する。(4. 参考図4-1 調整コンクリート・小口止・天端コンクリート参照)

(2) 代表機労材規格

下表機労材は、当該施工パッケージで使用されている機労材の代表的な規格である。

表3.5 大型ブロック積 代表機労材規格一覧

項目	代表機労材規格		備考
	機	材	
機械	K 1	ラテレーンクレーン[油圧伸縮ジブ型・排出ガス対策型(第2次基準値)]25t吊	賃料
	K 2	—	
	K 3	—	
労務	R 1	普通作業員(山林砂防工)	
	R 2	ブロック工	
	R 3	土木一般世話役	
	R 4	特殊作業員	
材料	Z 1	大型ブロック 控え500mm	
	Z 2	—	
	Z 3	—	
	Z 4	—	
市場単価	S	—	

雨量強度式の領域分割図

長野県
2010.03.31

- 赤文字は新しい名称を採用した新市町村名
- 青文字は合併前の名称を採用した新市町村名
- 黒文字は合併によりなくなった市町村名
- は合併があった市町村の役場の位置



出典：国土地理院ウエブサイト (<http://www.gsi.go.jp/>)
 「全国都道府県別・市町村合併新旧一覽図」を基に作成

トラバース計算 計算書

現場名: R5帯無線
路線名: ()

計算モード 3次元斜距距離開放放射

初点 1:T0

器械点	視準点	水平角	方向角	距離	ΔX	ΔY	ΔZ	X座標	Y座標	Z座標	測点	種別
T0	0		0-00-00					0.000	0.000	970.000	1:T0	
T0	BP	0-09-28	0-09-28	5.536	5.536	0.015	-0.691	5.536	0.015	969.309	2:BP	放射
T0	NO1	228-56-41	228-56-41	2.856	-1.876	-2.154	-0.024	-1.876	-2.154	969.976	3:NO1	放射
T0	NO2	210-25-10	210-25-10	6.326	-5.455	-3.203	0.709	-5.455	-3.203	970.709	4:NO2	放射
T0	NO3	205-23-09	205-23-09	10.196	-9.211	-4.371	0.479	-9.211	-4.371	970.479	5:NO3	放射
T0	NO4	205-28-06	205-28-06	15.003	-13.545	-6.451	0.307	-13.545	-6.451	970.307	6:NO4	放射
T0	NO5	205-30-33	205-30-33	21.777	-19.654	-9.378	1.414	-19.654	-9.378	971.414	7:NO5	放射
T0	NO6	211-06-17	211-06-17	26.378	-22.585	-13.627	1.772	-22.585	-13.627	971.772	8:NO6	放射
T0	4R1	200-44-28	200-44-28	14.998	-14.026	-5.311	0.885	-14.026	-5.311	970.885	9:4R1	放射
T0	4L1	210-22-45	210-22-45	14.902	-12.856	-7.536	0.886	-12.856	-7.536	970.886	10:4L1	放射
T0	3L1	212-14-25	212-14-25	10.260	-8.678	-5.473	0.889	-8.678	-5.473	970.889	11:3L1	放射
T0	3R1	198-31-27	198-31-27	10.195	-9.667	-3.239	0.862	-9.667	-3.239	970.862	12:3R1	放射
T0	2R1	205-09-35	205-09-35	6.292	-5.695	-2.675	-0.500	-5.695	-2.675	969.500	13:2R1	放射
T0	2R2	190-57-07	190-57-07	6.236	-6.122	-1.185	0.212	-6.122	-1.185	970.212	14:2R2	放射
T0	2R3	175-15-39	175-15-39	6.569	-6.547	0.543	1.353	-6.547	0.543	971.353	15:2R3	放射
T0	2R4	170-58-35	170-58-35	7.282	-7.192	1.142	3.026	-7.192	1.142	973.026	16:2R4	放射
T0	2R5	163-55-38	163-55-38	7.224	-6.942	2.000	3.500	-6.942	2.000	973.500	17:2R5	放射
T0	1R1	186-44-23	186-44-23	2.187	-2.172	-0.257	-0.083	-2.172	-0.257	969.917	18:1R1	放射
T0	1R2	151-32-07	151-32-07	2.854	-2.509	1.360	1.203	-2.509	1.360	971.203	19:1R2	放射
T0	1R3	125-14-14	125-14-14	4.092	-2.361	3.342	3.304	-2.361	3.342	973.304	20:1R3	放射
T0	1L1	243-54-10	243-54-10	3.883	-1.708	-3.487	-0.245	-1.708	-3.487	969.755	21:1L1	放射
T0	1L2	247-23-41	247-23-41	4.315	-1.659	-3.983	0.765	-1.659	-3.983	970.765	22:1L2	放射
T0	1L3	257-07-16	257-07-16	5.304	-1.182	-5.171	1.282	-1.182	-5.171	971.282	23:1L3	放射
T0	1L4	259-07-54	259-07-54	5.452	-1.028	-5.354	2.156	-1.028	-5.354	972.156	24:1L4	放射

トラバース計算 計算書

現場名: R5帯無線
路線名: ()

計算モード 3次元斜距離開放放射

初点 1: T0

器械点	視準点	水平角	方向角	距離	ΔX	ΔY	ΔZ	X 座標	Y 座標	Z 座標	測点	種別
T0	0		0-00-00					0.000	0.000	970.000	1: T0	
T0	1L5	261-49-20	261-49-20	6.018	-0.856	-5.957	2.320	-0.856	-5.957	972.320	25: 1L5	放射
T0	1L6	259-20-16	259-20-16	7.104	-1.314	-6.981	3.373	-1.314	-6.981	973.373	26: 1L6	放射
T0	1L7	264-39-31	264-39-31	8.026	-0.747	-7.991	5.459	-0.747	-7.991	975.459	27: 1L7	放射
T0	1L8	266-30-08	266-30-08	9.843	-0.601	-9.825	6.190	-0.601	-9.825	976.190	28: 1L8	放射
T0	2L1	239-13-23	239-13-23	7.539	-3.858	-6.477	4.140	-3.858	-6.477	974.140	29: 2L1	放射
T0	2L2	240-26-23	240-26-23	7.594	-3.746	-6.606	4.019	-3.746	-6.606	974.019	30: 2L2	放射
T0	2L3	239-57-10	239-57-10	7.731	-3.871	-6.692	3.340	-3.871	-6.692	973.340	31: 2L3	放射
T0	2L4	243-59-44	243-59-44	8.104	-3.553	-7.284	3.858	-3.553	-7.284	973.858	32: 2L4	放射
T0	2L5	252-36-07	252-36-07	9.517	-2.846	-9.082	6.123	-2.846	-9.082	976.123	33: 2L5	放射
T0	2L6	256-40-16	256-40-16	11.276	-2.600	-10.972	6.492	-2.600	-10.972	976.492	34: 2L6	放射
T0	1L1	213-47-07	213-47-07	10.240	-8.511	-5.694	1.480	-8.511	-5.694	971.480	35: 1L1	放射
T0	1L2	223-12-10	223-12-10	10.630	-7.749	-7.277	2.716	-7.749	-7.277	972.716	36: 1L2	放射
T0	1L3	226-41-14	226-41-14	10.857	-7.448	-7.900	3.327	-7.448	-7.900	973.327	37: 1L3	放射
T0	1L4	233-50-45	233-50-45	11.322	-6.680	-9.142	6.461	-6.680	-9.142	976.461	38: 1L4	放射
T0	1L5	243-14-27	243-14-27	12.328	-5.551	-11.008	6.517	-5.551	-11.008	976.517	39: 1L5	放射
T0	H1	221-10-25	221-10-25	11.004	-8.283	-7.244	6.450	-8.283	-7.244	976.450	40: H1	放射
T0	H2	222-01-15	222-01-15	10.580	-7.860	-7.082	6.400	-7.860	-7.082	976.400	41: H2	放射
T0	G1	220-33-08	220-33-08	10.570	-8.031	-6.872	6.703	-8.031	-6.872	976.703	42: G1	放射
T0	G2	220-43-10	220-43-10	10.422	-7.899	-6.799	6.014	-7.899	-6.799	976.014	43: G2	放射
T0	G3	218-24-43	218-24-43	10.312	-8.080	-6.407	6.055	-8.080	-6.407	976.055	44: G3	放射
T0	K1	244-21-53	244-21-53	5.225	-2.261	-4.711	3.026	-2.261	-4.711	973.026	45: K1	放射
T0	K2	236-05-33	236-05-33	8.861	-4.943	-7.354	4.878	-4.943	-7.354	974.878	46: K2	放射
T0	K3	208-53-49	208-53-49	9.685	-8.479	-4.680	1.167	-8.479	-4.680	971.167	47: K3	放射

トラバース計算 計算書

現場名: R5帯無線

路線名: ()

計算モード 3次元斜距距離開放放射

初点 1:T0

器械点	視準点	水平角	方向角	距離	ΔX	ΔY	ΔZ	X座標	Y座標	Z座標	測点	種別
T0	0		0-00-00					0.000	0.000	970.000	1:T0	
T0	K4	205-21-42	205-21-42	5.945	-5.372	-2.546	0.199	-5.372	-2.546	970.199	48:K4	放射
T0	T1	219-41-28	219-41-28	10.809	-8.318	-6.903	6.631	-8.318	-6.903	976.631	49:T1	放射
T0	HASI	190-29-36	190-29-36	10.469	-10.294	-1.907	6.648	-10.294	-1.907	976.648	50:HASI	放射
T0	HA	190-23-31	190-23-31	10.447	-10.276	-1.884	6.431	-10.276	-1.884	976.431	51:HA	放射
T0	HA1	190-23-03	190-23-03	10.431	-10.260	-1.880	6.007	-10.260	-1.880	976.007	52:HA1	放射
T0	HA2	192-37-48	192-37-48	10.326	-10.076	-2.258	6.011	-10.076	-2.258	976.011	53:HA2	放射
T0	HA3	188-48-40	188-48-40	10.489	-10.365	-1.607	6.448	-10.365	-1.607	976.448	54:HA3	放射
T0	T2	204-04-15	204-04-15	11.113	-10.147	-4.533	6.455	-10.147	-4.533	976.455	55:T2	放射
T0	T3	250-15-47	250-15-47	11.499	-3.883	-10.823	6.529	-3.883	-10.823	976.529	56:T3	放射