

第2章 設 計 業 務

2-1 計 画 概 要

2-1 設計概要

(1) 現況状況

当該路線は、平成25年度に設計され翌年から順次工事着手された道路工事と合せて電気、通信、送水管等の地下埋設工事も行われた。

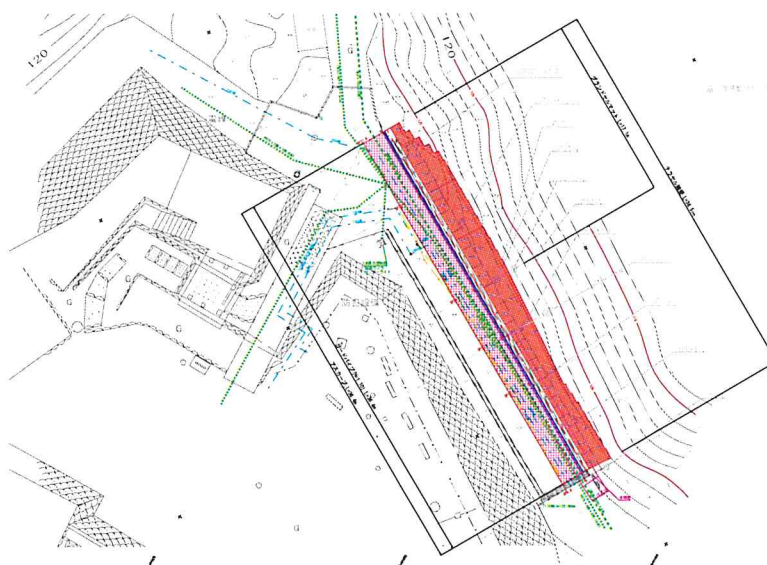
当該地間では、斜面の崩壊地跡に盛土された緩い地盤の上に重力式擁壁を構築したため、地盤反力不足による沈下で擁壁が傾き、舗装もクラックが生じている。

地盤反力の確認のため簡易貫入試験を10箇所行い、各断面に推定地質区分が示されている。これによるとSP20～30あたりは、支持層が深く、根入れ長が不十分であるため重力式擁壁が沈下しているが、地山に近づけば支持層は確保できる強度が保てる。



(2) 計画案

緊急車両の通行を確保して工事が可能な工法で、基礎地盤への負担の少ない軽量で底版幅が広く、柔軟で施工性の良い工法が望まれ、盛土補強土壁などが適する。



2-2 設 計 条 件

2-2 設計条件

(1) 道路の設計条件（平成25年度松山城本丸防災設備等整備実施設計業務に準じる）

1) 設計車両

緊急車両（消防車・救急車）	全幅2.0～2.3m
（道路構造令小型車等に準じる）	全長6.0m程度

2) 線形計画

平面線形、縦断線形共に当初線形に準じる。

3) 設計荷重

載荷重（自動車荷重） $g=10\text{kN/m}^2$

裏込土（砂質土）C2、せん断抵抗角 $\phi=30^\circ$ 、単位体積重量 $g=19\text{kN/m}^3$

支持地盤の定数、摩擦係数 $M=0.6$ 、粘着力 $C=0.0$

4) 安定条件

滑動に対する検討	滑動安全率 $F_s \geq 1.50$
----------	-----------------------

転倒に対する検討	合力の作用位置 $b > 1/2B$
----------	--------------------

支持力に対する検討	最大地盤反力度 $< N=15$
-----------	------------------

ただし施工時に載荷試験等により直接確認することが望ましい。

2-3 比較検討

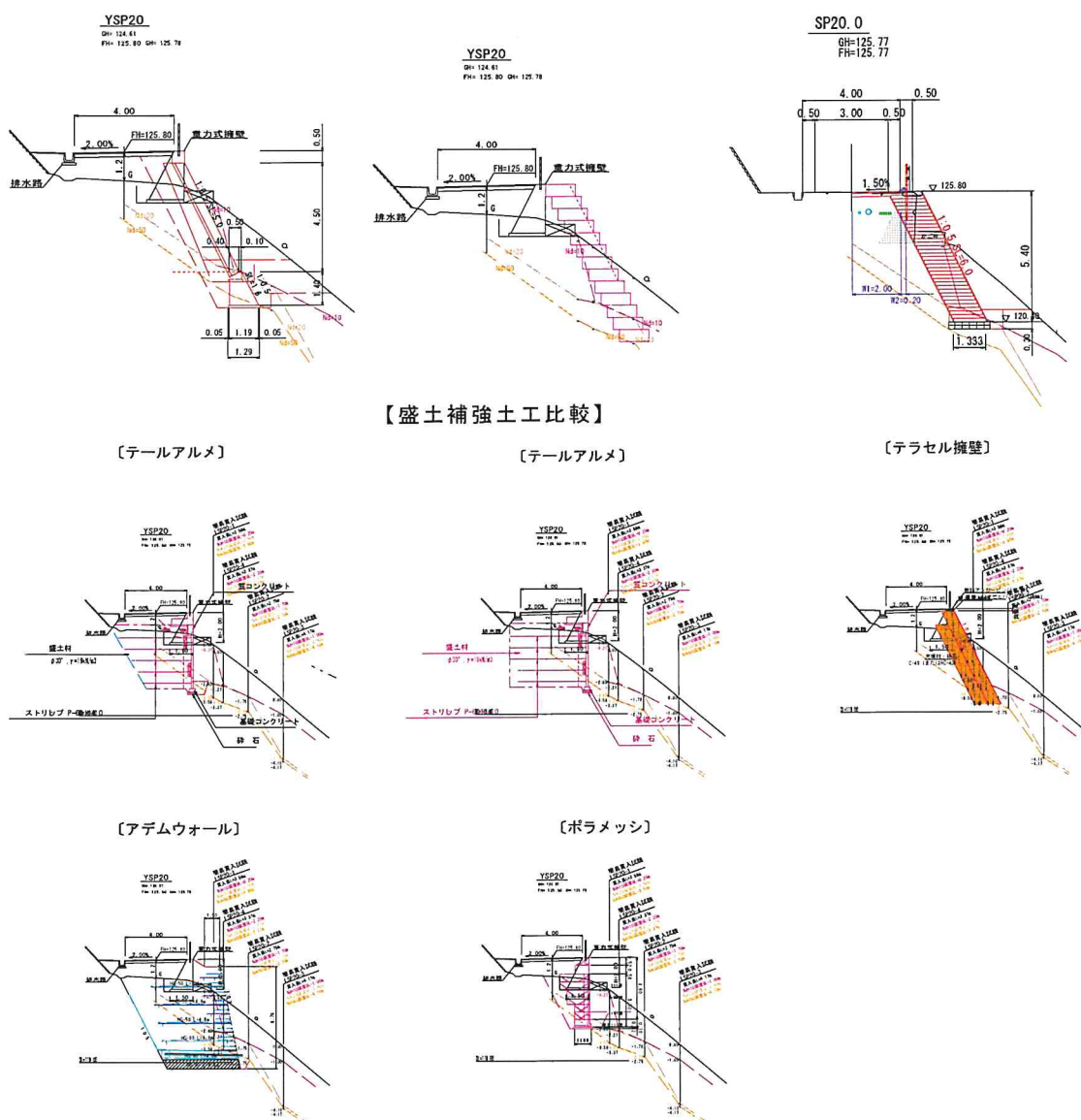
2-3 比較検討

(1) 路側構造物の比較

当該路線のSP20～30付近では、不安定な土塊層が深く支持層まで基礎の根入れを確保すると構造物が大きくなり、施工性にも劣るため、置換、地盤改良を含めて検討する必要がある。一般的に災害復旧ではブロック積が多く用いられているが、直接基礎とするため複合擁壁となる。

かご枠工や盛土補強土壁では、完成後もある程度の変形を伴うが、変形量は限定的で構造や安定に支障はない。しかし変形や変状が大きい場合や躯体や壁面材の破損などは補修や補強の必要が生じる。特に盛土材料や転圧などと基礎地盤の確保は重要な要素でもある。従って、路肩部は段施工となり保護路肩となる。

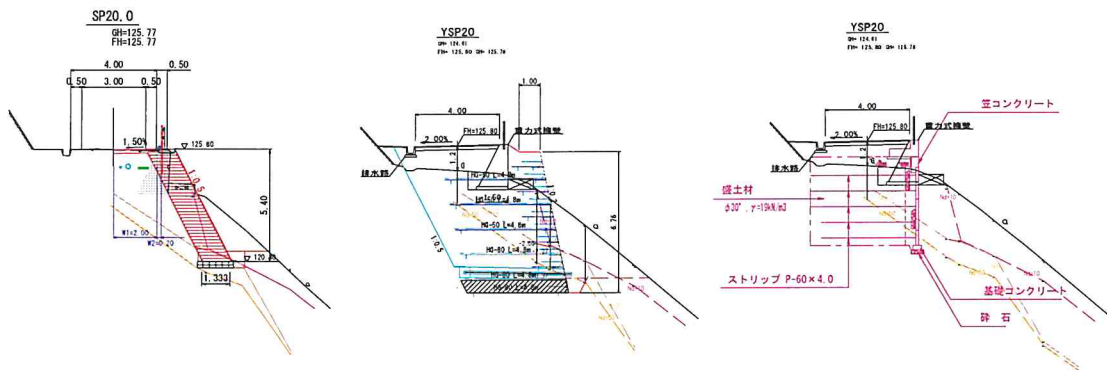
当該路線では、基礎地盤に負担の少ない柔軟性のある盛土補強土壁が最適と考えられる。



(2) 盛土補強土壁の比較

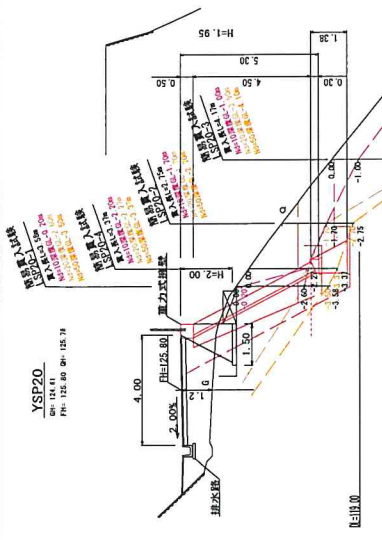
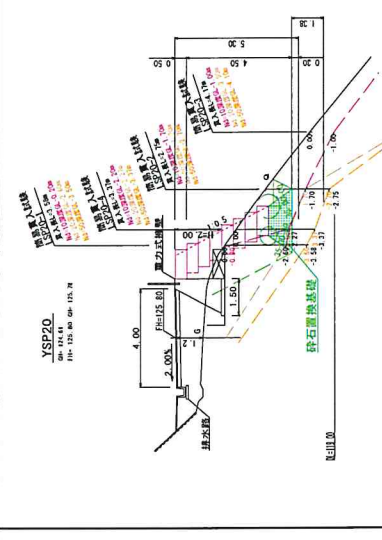
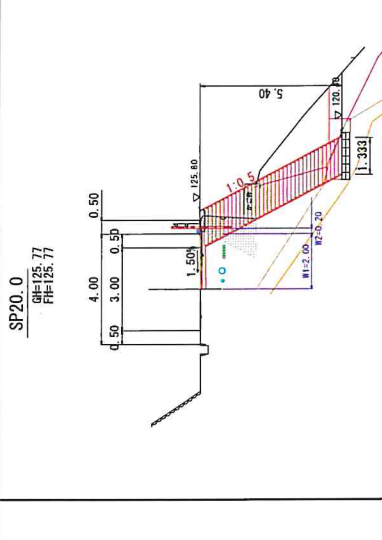
盛土補強土壁とは、盛土内に敷設した補強材と壁面を連結し、土留め壁として安定を保つ土工構造物で、一般的に鋼材やジオテキスタイル等を用いた急勾配の土壁が多い。

当該路線では、緊急車両の通行も確保した施工となるため、壁厚に制限があり、もたれ型のテラセル土壁が適した工法となる。またテラセル擁壁には同等の材料によるグラウンドセルマットレス置換基礎があり、支持地盤に追従した構築が可能であり、中詰材としての碎石は透水性が良く単位重量もあり、転圧により堅固な躯体となる。現道の地下埋設施設は、変状を期している擁壁背面近くにあり、移設や布設置換え工事も難しいため、影響の少ないテラセル補強土壁が適している。

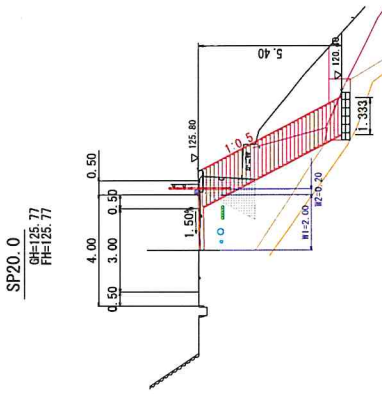
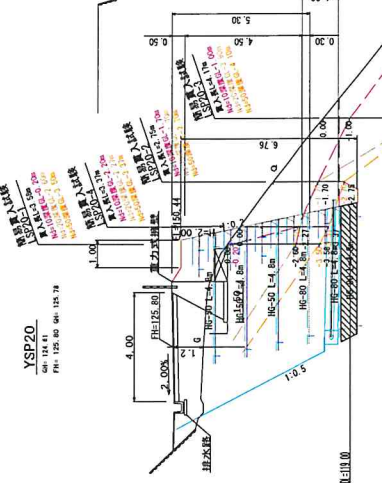
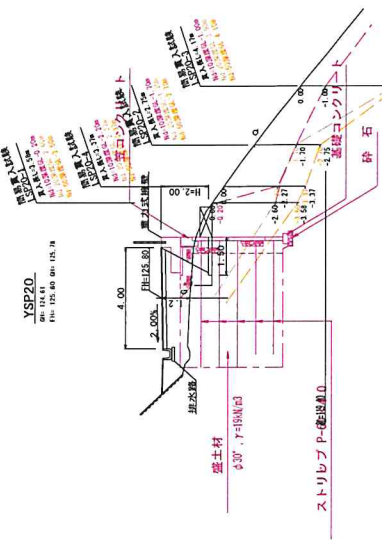


＜路側構造物比較表①＞

城山公園緊急道路災害復旧工事

区分	① ブロック積	② かご砕工	③ 盛土補強工壁
形状			
工法	背面地山の締まった切土部や良質な裏込材で十分な締固めのある盛土部に適用される経験的工法で、災害復旧に多く用いられる。 積ブロック高がH=5.0m以上となると混合擁壁を用いた形式が多く、基礎部重力式擁壁を含めた安定計算となる。	溶接金鋼と丸鋼のプレハブ構造で、中詰土砂や碎石による階層積み構造。 湧水や表流水による浸食の防止や、地すべり地帯の崩壊後の復旧対策に用いられ、柔軟性があり変状に追従し環境や景観性も良い。	ジオセルのハニカム構造に中詰土砂や碎石により擁壁を構築した軽量でコンパクトな工法。 施工が簡単で、コンクリートを使用しないため、工期短縮と環境の保全が図られる。
得失	支持地盤の軟弱な箇所では、基礎の置換えなどの安定性が必要となる。 基礎擁壁となれば、施工性に劣る。	開放型により排水性が良く、柔軟な構造で、施工性も良い。	現況に合わせた曲線や勾配変化に容易に対応でき、フレキシブルな材料で柔軟性もある。
評価	比較的高さの低い箇所(H<5.0m)では、一般的に多く用いられるが、軟弱地盤での支持力の確保が必要。	最大高さH=4.0程度の制限により、支持層までの直接基礎は難しく、置換えによる支持地盤の確保が必要。	施工性が良く、柔軟性もあり、環境保全も図れる。 段積施工のため、路肩にジオセルバック等での調整を伴う。
	3	2	1

＜盛土補強土壁比較表②＞

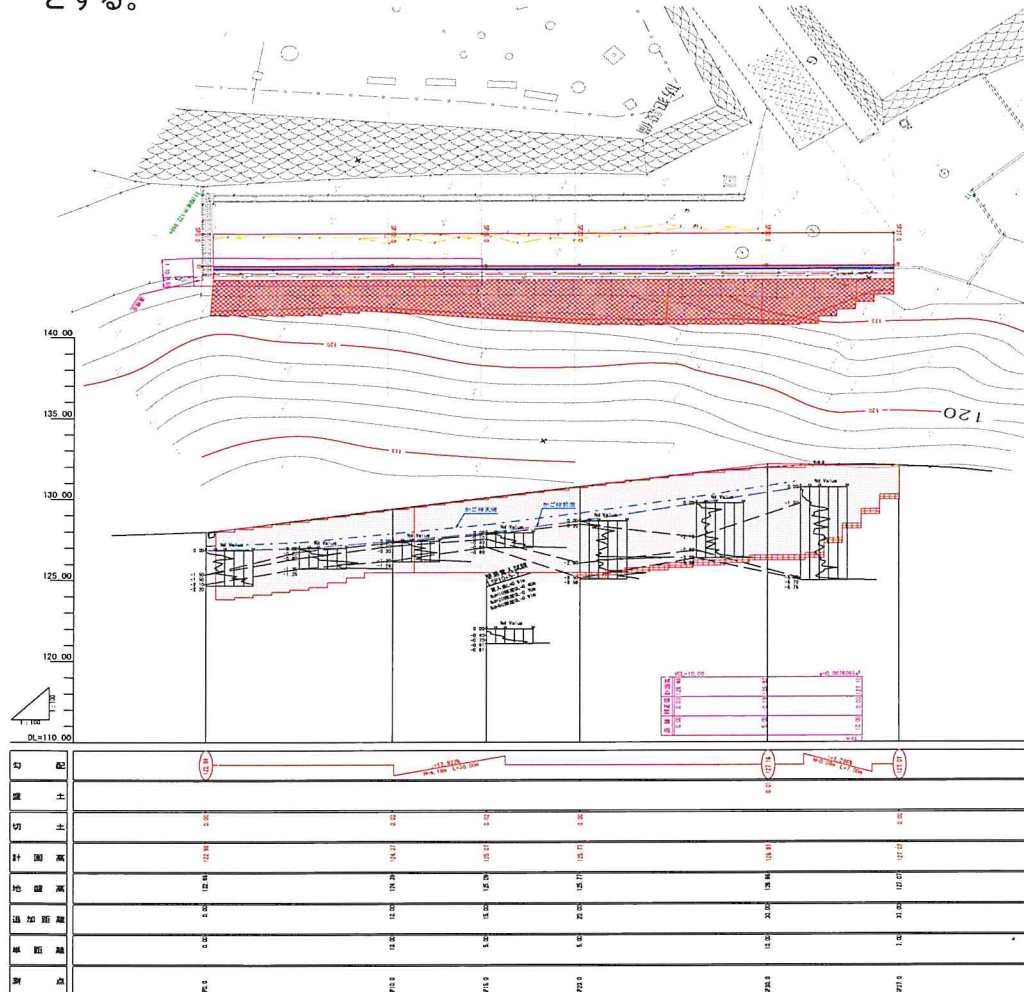
区分	① テラセル補強土壁	② ジオテキスタイル補強土壁	③ 帯鋼補強土壁（テールアルメ）
形状	 SP20.0 GH=125.77 FH=125.77	 YSP20 GH=124.41 FH=125.80	 YSP20 GH=125.80 FH=125.78
工法	ジオセルのハニカム構造に中詰土砂や砕石により擁壁を構築した軽量でコンパクトな工法。 施工が簡単で、コンクリートを使用しないため、工期短縮と環境の保全が図られる。	面状のジオテキスタイルの摩擦抵抗による補強土壁体で、土留の構造物。 鋼製枠等の壁材により植生が可能である。	帯状鋼材の摩擦抵抗による引抜き抵抗力で補強壁体で、壁面材はコンクリートパネルが多く用いられる。
得失	現況に合わせた曲線や勾配変化に容易に対応でき、フレキシブルな材料で柔軟性もある。	角張った粗粒材等は材料を損傷するため、盛土材の良質な選定が望ましい。 施工に当たり、十分な転圧が必要。	盛土は摩擦力のある砂質系や礫質系が望ましく、材料の選定と十分な転圧が必要。
評価	施工性が良く、柔軟性もあり、環境保全も図れる。 段積施工のため、路肩にジオセルバック等での調整を伴う。	盛土内の十分な転圧が必要のため、転圧重機の搬入や施工を伴う。 流用土が使用できない場合は大量の搬入土が必要となる。	盛土内の十分な転圧が必要のため、転圧重機の搬入や施工を伴う。 流用土が使用できない場合は大量の搬入土が必要となる。
	1	2	3

2-4 道路詳細設計

2-4 道路詳細設計

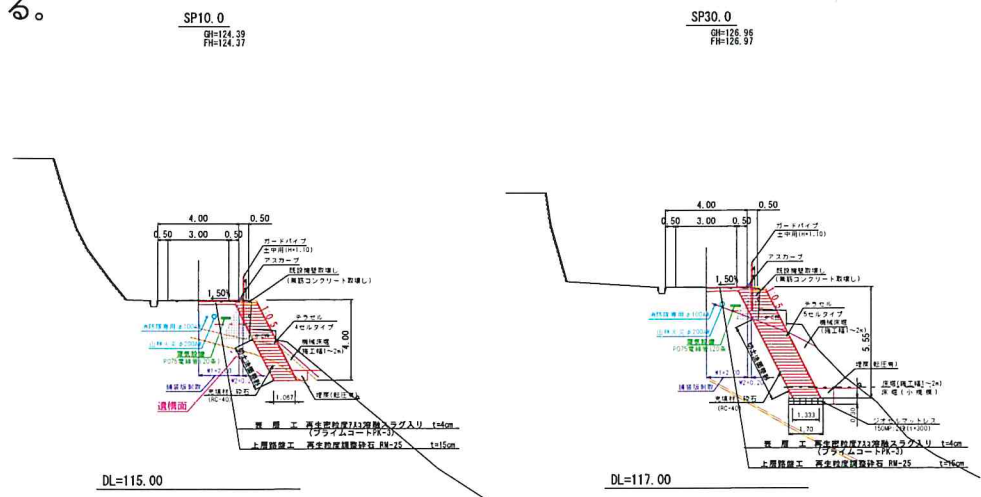
(1) 平面、縦断線形

平面、縦断線形共に、当初計画通りに施工されているので、これを復元した線形とする。



(2) 横断構成

幅員W=4.00(3.00)路肩0.50、標準横断勾配は山側(側溝側)へ片勾配i=1.50%とする。



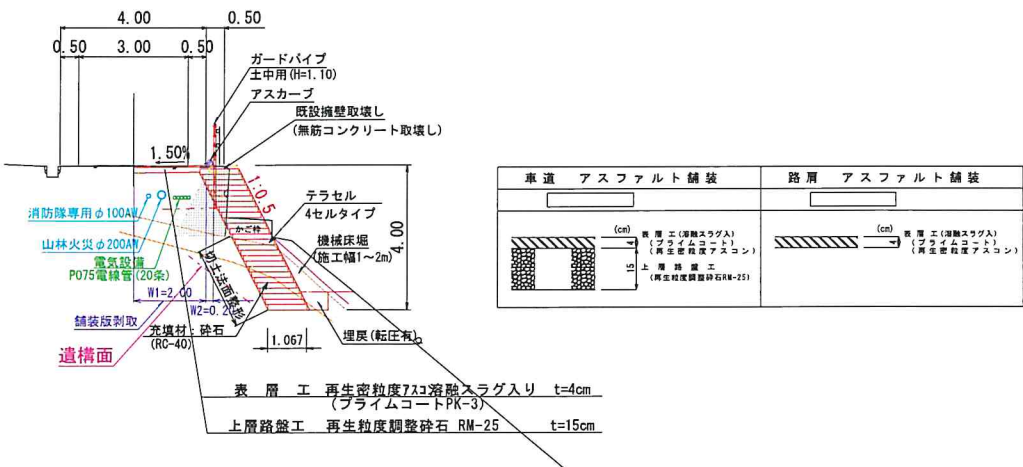
(3) 舗装構成

標準車道部舗装構成

表層 再生密粒度アスコン 4cm

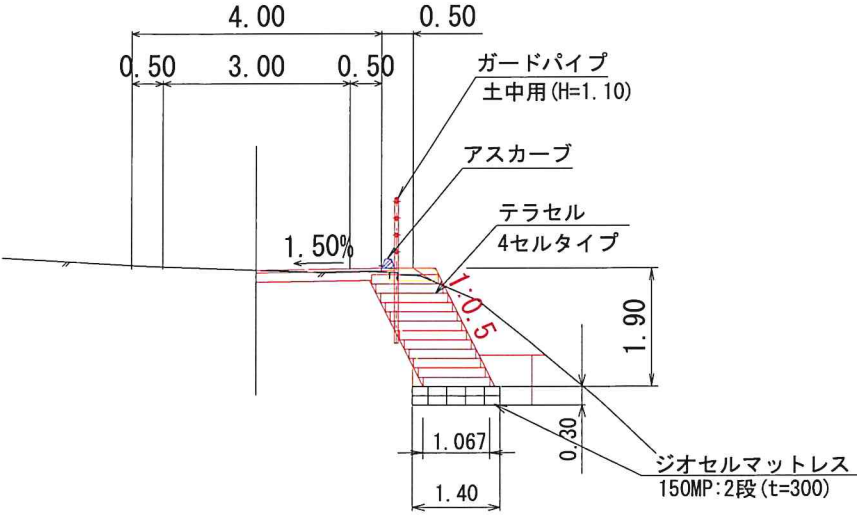
上層路盤 再生粒度調整碎石 15cm

路肩舗装はアスカーブを設置するために表層（再生密粒度アスコン）を設ける。



(4) 防護柵工

現況と同等のガードパイプH=1.10を路肩に土中用で設ける。



テ ラ セ ル 擁 壁
構 造 計 算 書

H=4.35m(1:0.5)4cellタイプ

目 次

設計概説	1
§ 1 設計条件	4
§ 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	16

設計概説

本擁壁は、テラセルを積み上げた擁壁で、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。

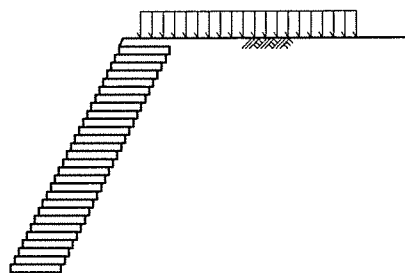
注) テラセルの設計控長について

3セルタイプの底版幅は最大800mmであるが、平面的に展開すると波形状となっているため、安定計算に用いる設計控長は、セル内に拘束される充填材の重量に関わることから平均長2.5セルとし、設計控長を667mmとする。同様に4セルタイプ、5セルタイプについても下記を設計控長とする。

- ・ 3セルタイプの底版幅 800mm (2.5セル= 667mm)
- ・ 4セルタイプの底版幅1067mm (3.5セル= 933mm)
- ・ 5セルタイプの底版幅1333mm (4.5セル=1200mm)

(1) 設計断面

- 1) 擁壁形式 もたれ式擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 擁壁寸法 擁壁高さ $H = 4.200$ (m)
底版幅 $B = 0.933$ (m)
勾配 $1 : 0.500$
- 4) 使用製品ブロック
 ジオセル



[設計方針・方法]

[計算結果]

(2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

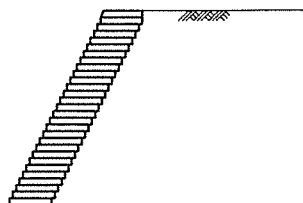
常時 自重 (+ 載荷重) + 土圧

(3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自重

製品本体および、製品上の土砂を自重として考慮した。

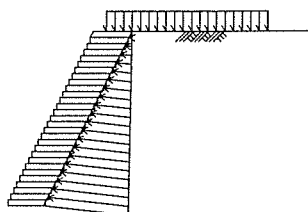


躯体 : $W_c = 78.40$ (kN)
裏込土 : $W_s = 2.55$ (kN)

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。

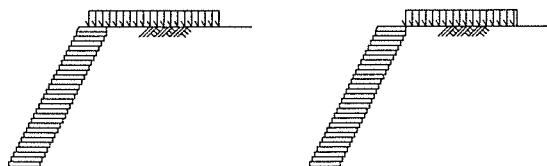
内部摩擦角 : $\phi = 30.00(^{\circ})$
 単位体積重量 : $\gamma_s = 19.00 (\text{kN/m}^3)$



土圧 : $P_a = 32.47 (\text{kN})$

3) 載 荷 重

擁壁上の載荷重は最も不利な状態を想定し、載荷する場合と、しない場合の2通りのケースを検討した。



自動車荷重
 $q = 10.00 (\text{kN/m}^2)$

(4) 安定計算

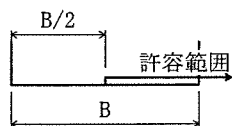
擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

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。

$d = 0.935 > 0.467$
 (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。

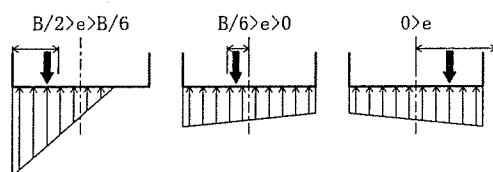
$F_s = 1.51 \geq 1.50$

摩擦係数 : 0.600

3) 支 持 力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力において照査を行った。

$q = 117.97$ 以上の
の支持力が必要です。
(単位： kN/m^2)



§1 設計条件

1.1 設計条件

- | | |
|------------|------------------------------------|
| (1) 擁壁形式 | もたれ式擁壁 |
| (2) 基礎形式 | 直接基礎 |
| (3) 擁壁高さ | $H = 4.200 \text{ (m)}$ |
| (4) 土 圧 | 試行くさび法による土圧 |
| (5) 地表面載荷重 | $q = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ |

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土

せん断抵抗角	$\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
単位体積重量	$\gamma_s = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

(2) 支持地盤の定数

擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数	$\mu = 0.600$
〃 の粘着力	$C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
許容地盤反力度	$q_a = 117.97 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

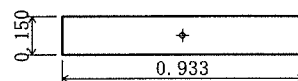
1.3 安定条件

- | | | |
|--------------|---------|-----------------|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率 | $F_s \geq 1.50$ |
| (2) 転倒に対する検討 | 合力の作用位置 | $d > 1/2 B$ |

1.4 使用ブロック

(1) ジオセル TW-150M(4セル)

製品幅 (m)	2.650			
体積 (m ³)		重心座標 (m)	重量 (kN)	[単重] (kN/m ³)
碎石	0.371	(0.467, 0.075)	7.42	[20.00]



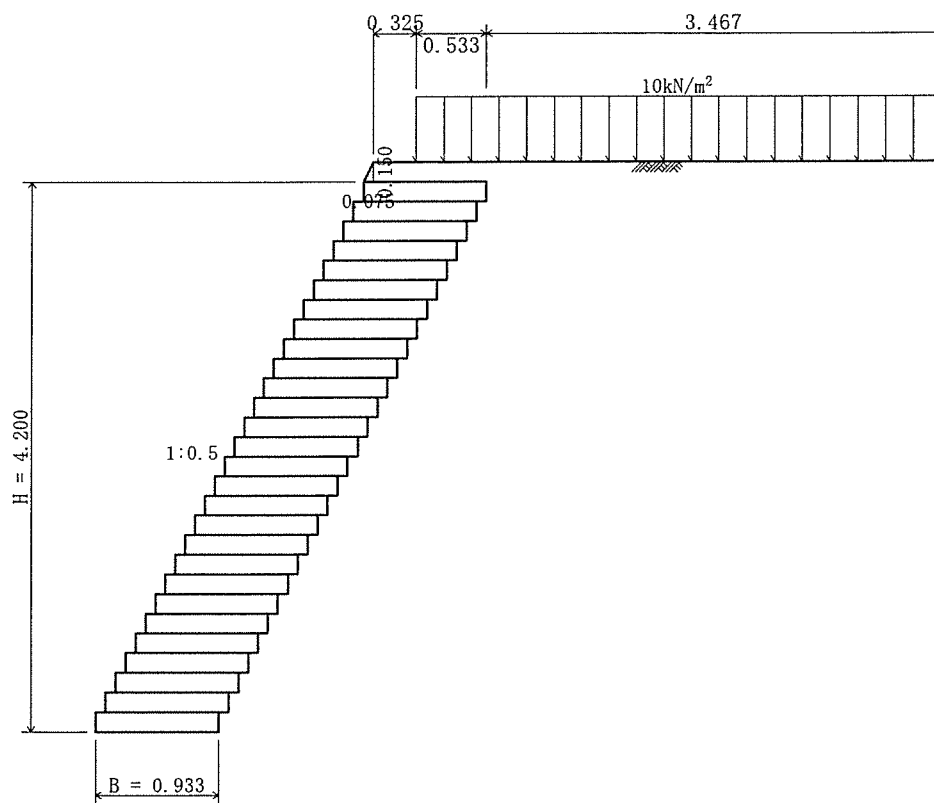
1.5 参考文献

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



§3 計算結果

3.1 安定計算結果

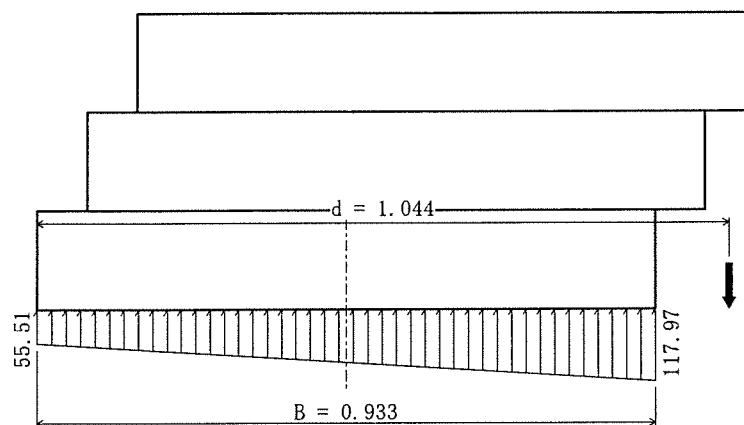
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 載荷重あり

(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
86.28	32.26	1.044	1.60	55.51	117.97	0. K.
許 容 値		0.467	1.50			

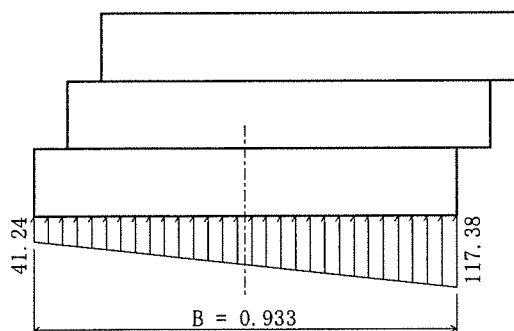
《地盤反力図》



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
86.28	0.00	41.24	117.38	0. K.
許 容 値				

《地盤反力図》

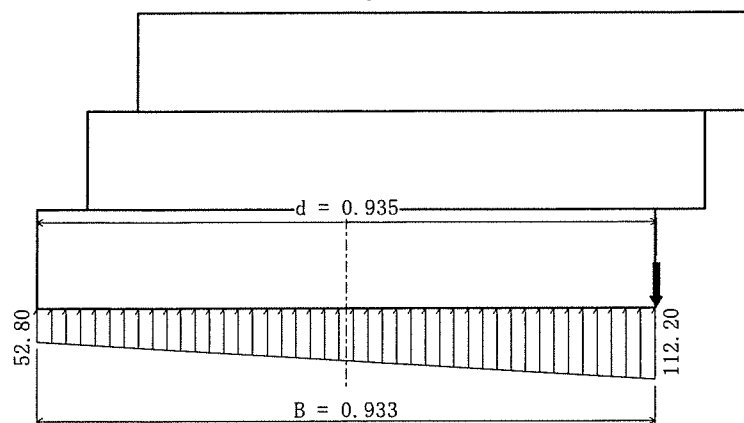


3.1.2 載荷重なし

(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
80.95	32.26	0.935	1.51	52.80	112.20	0. K.
許 容 値		0.467	1.50			

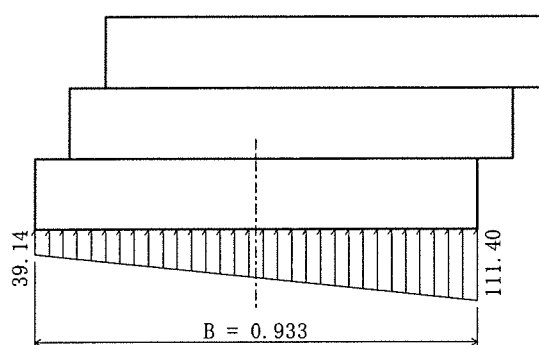
《地盤反力図》



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
80.95	0.00	39.14	111.40	0. K.
許 容 値				

《地盤反力図》



§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
- ・ 載 荷 重
- ・ 土 圧

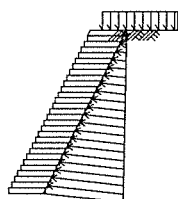
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

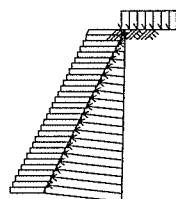
常 時 自重（＋載荷重）＋土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり



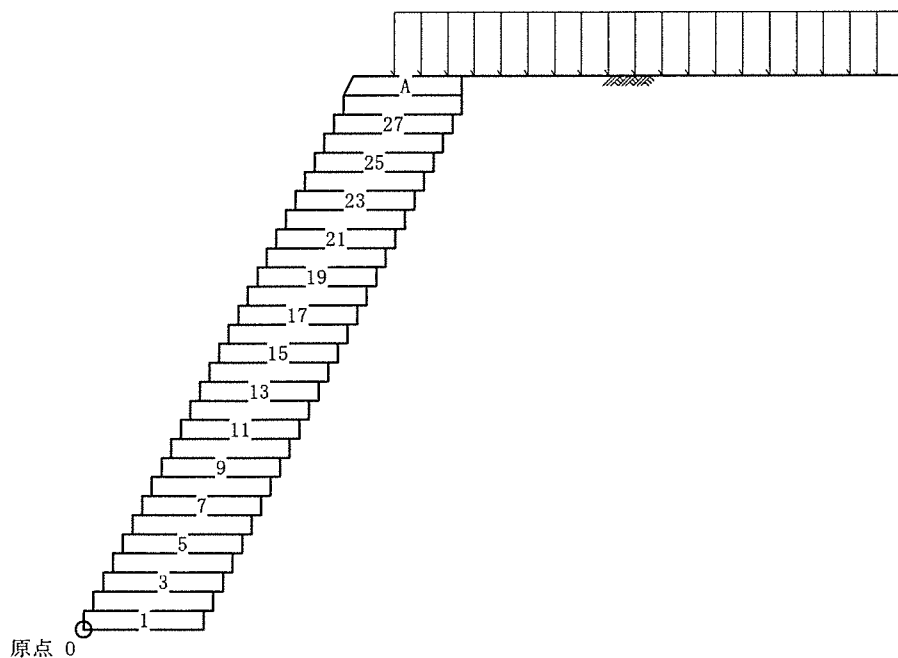
2) 載荷重なし



4.2 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。



4.2.1 自重

各段毎に自重の集計を行う。

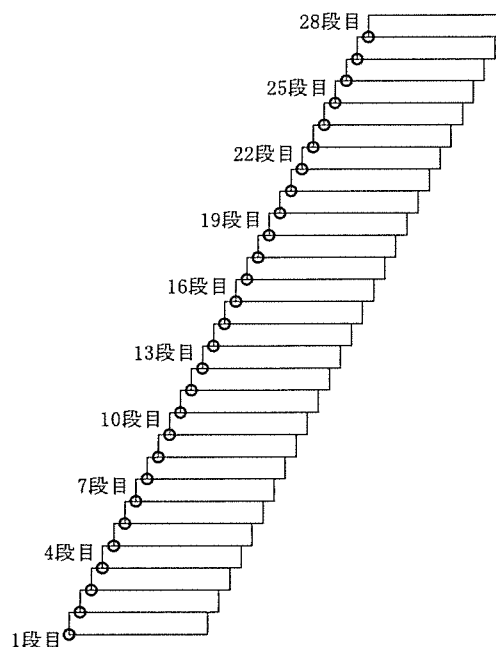
		体 積 V_o (m^3)	単位重量 γ (kN/m^3)	鉛直荷重 V (kN)	重心位置	
					x_c (m)	y_c (m)
28段目～ 1段目	TW-150M(4セル)			0.00	0.467	0.075
	胴込め砕石	0.140	$\times 20.00$	2.80	0.467	0.075
	合 計 Σ			2.80	0.467	0.075

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

1) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点(x_N , y_N)を示す。

	番号 N	基 準 点	
		x_N (m)	y_N (m)
28段目	28	2.025	4.050
27段目	27	1.950	3.900
26段目	26	1.875	3.750
25段目	25	1.800	3.600
24段目	24	1.725	3.450
23段目	23	1.650	3.300
22段目	22	1.575	3.150
21段目	21	1.500	3.000
20段目	20	1.425	2.850
19段目	19	1.350	2.700
18段目	18	1.275	2.550
17段目	17	1.200	2.400
16段目	16	1.125	2.250
15段目	15	1.050	2.100
14段目	14	0.975	1.950
13段目	13	0.900	1.800
12段目	12	0.825	1.650
11段目	11	0.750	1.500
10段目	10	0.675	1.350
9段目	9	0.600	1.200
8段目	8	0.525	1.050
7段目	7	0.450	0.900
6段目	6	0.375	0.750
5段目	5	0.300	0.600
4段目	4	0.225	0.450
3段目	3	0.150	0.300
2段目	2	0.075	0.150
1段目	1	0.000	0.000



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

$$x = x_c + (x_k - x_n)$$

$$y = y_c + (y_k - y_n)$$

ここに、

(x_k , y_k) : 荷重が属する段の基準点座標 ($N=k$)

(x_n , y_n) : 荷重を集計する段の原点座標 ($N=n$)

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

$$x = 0.467 + (0.075 - 0.000) = 0.542 \text{ (m)}$$

$$y = 0.075 + (0.150 - 0.000) = 0.225 \text{ (m) となる。}$$

2) 28段目上の土砂(A)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	0.933	0.150	0.140	2.492	4.275	0.3489	0.5985
a	-1/2	0.075	-0.006	2.050	4.300	-0.0123	-0.0258
合 計			0.134			0.3366	0.5727

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.134 \times 1.000 = 0.134 \text{ (m}^3\text{)}$$

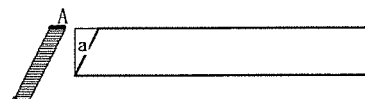
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma = 0.134 \times 19.00 = 2.55 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.3366}{0.134} = 2.512 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.5727}{0.134} = 4.274 \text{ (m)}$$



4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

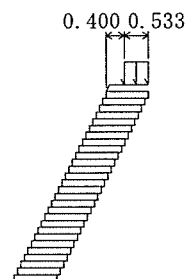
(1) 活荷重(常時)

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.533 \times 1.000 = 5.33 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 2.692 \text{ (m)}$$



4.2.3 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

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

主働土圧係数

$$K_a = \frac{2 \cdot P_a}{\gamma_s \cdot h^2}$$

鉛直荷重・水平荷重

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

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

ただし、鉛直荷重 $V < 0$ のときは $V = 0$ とする。

ここに、

P_a : 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 $\phi = 30.00$ (°)

δ : 壁面摩擦角 $\delta = 20.00$ (°)

α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -26.57$ (°)

K_a : 主働土圧係数

γ_s : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma_s = 19.00$ (kN/m³)

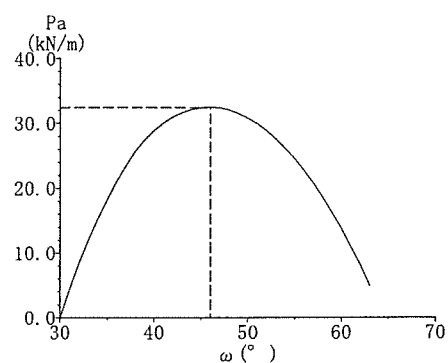
h : 土圧の作用高さ (m)

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

$$\begin{aligned}
 h &= 4.350 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 108.78 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 21.76] \\
 \omega &= 46.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$

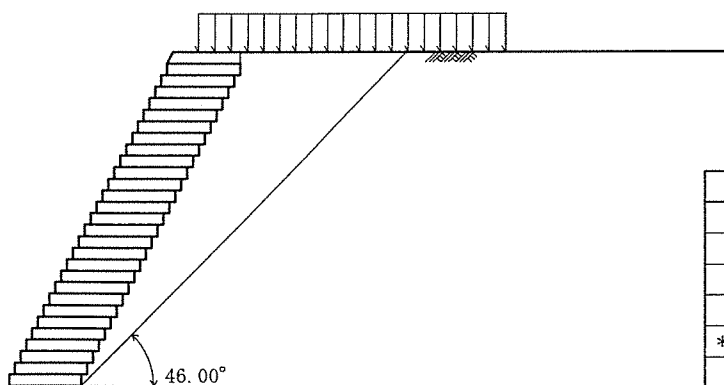


最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{108.78 \times \sin(46.00 - 30.00)}{\cos(46.00 - 30.00 - 20.00 + 26.57)} \\
 &= 32.47 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 Ka &= \frac{2 \times 32.47}{19.00 \times 4.350^2} \\
 &= 0.181
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
50.00	30.791	80.52
49.00	31.494	87.26
48.00	32.011	94.21
47.00	32.339	101.38
* 46.00	32.471	108.78
45.00	32.409	116.45
44.00	32.139	124.38
43.00	31.657	132.60
42.00	30.956	141.14

鉛直荷重

$$\begin{aligned}
 V &= 32.47 \times \sin(20.00 - 26.57) \times 1.000 = -3.72 \text{ (kN)} \\
 V < 0 \text{ より } V &= 0.00 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

水平荷重

$$H = 32.47 \times \cos(20.00 - 26.57) \times 1.000 = 32.26 \text{ (kN)}$$

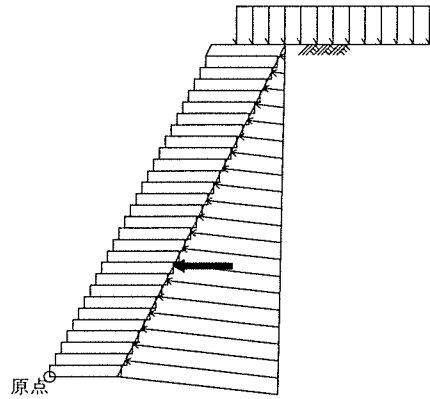
作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.608 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{4.200 + 0.150}{3} = 1.450 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

4.3 荷重の総括

4.3.1 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。



4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎に集計する。

(1) 載荷重あり

			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 $V \cdot x$ (kN・m)	転倒 $H \cdot y$ (kN・m)
1段目	自重	28段目	2.80		2.492	4.125	6.98	
		27段目	2.80		2.417	3.975	6.77	
		26段目	2.80		2.342	3.825	6.56	
		25段目	2.80		2.267	3.675	6.35	
		24段目	2.80		2.192	3.525	6.14	
		23段目	2.80		2.117	3.375	5.93	
		22段目	2.80		2.042	3.225	5.72	
		21段目	2.80		1.967	3.075	5.51	
		20段目	2.80		1.892	2.925	5.30	
		19段目	2.80		1.817	2.775	5.09	
		18段目	2.80		1.742	2.625	4.88	
		17段目	2.80		1.667	2.475	4.67	
		16段目	2.80		1.592	2.325	4.46	
		15段目	2.80		1.517	2.175	4.25	
		14段目	2.80		1.442	2.025	4.04	
		13段目	2.80		1.367	1.875	3.83	
		12段目	2.80		1.292	1.725	3.62	
		11段目	2.80		1.217	1.575	3.41	
		10段目	2.80		1.142	1.425	3.20	
		9段目	2.80		1.067	1.275	2.99	
		8段目	2.80		0.992	1.125	2.78	
		7段目	2.80		0.917	0.975	2.57	
		6段目	2.80		0.842	0.825	2.36	
		5段目	2.80		0.767	0.675	2.15	
		4段目	2.80		0.692	0.525	1.94	
		3段目	2.80		0.617	0.375	1.73	
		2段目	2.80		0.542	0.225	1.52	
		1段目	2.80		0.467	0.075	1.31	
	製品上の土砂		2.55		2.512	4.274	6.41	
	載荷重		5.33		2.692	4.350	14.35	
	土圧		0.00	32.26	1.608	1.450	0.00	46.78
合 計 Σ			86.28	32.26			136.82	46.78
自重のみの合計 Σ			86.28	0.00			136.82	0.00

(2) 載荷重なし

			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)
1段目	自重	28段目	2.80		2.492	4.125	6.98	
		27段目	2.80		2.417	3.975	6.77	
		26段目	2.80		2.342	3.825	6.56	
		25段目	2.80		2.267	3.675	6.35	
		24段目	2.80		2.192	3.525	6.14	
		23段目	2.80		2.117	3.375	5.93	
		22段目	2.80		2.042	3.225	5.72	
		21段目	2.80		1.967	3.075	5.51	
		20段目	2.80		1.892	2.925	5.30	
		19段目	2.80		1.817	2.775	5.09	
		18段目	2.80		1.742	2.625	4.88	
		17段目	2.80		1.667	2.475	4.67	
		16段目	2.80		1.592	2.325	4.46	
		15段目	2.80		1.517	2.175	4.25	
		14段目	2.80		1.442	2.025	4.04	
		13段目	2.80		1.367	1.875	3.83	
		12段目	2.80		1.292	1.725	3.62	
		11段目	2.80		1.217	1.575	3.41	
		10段目	2.80		1.142	1.425	3.20	
		9段目	2.80		1.067	1.275	2.99	
		8段目	2.80		0.992	1.125	2.78	
		7段目	2.80		0.917	0.975	2.57	
		6段目	2.80		0.842	0.825	2.36	
		5段目	2.80		0.767	0.675	2.15	
		4段目	2.80		0.692	0.525	1.94	
		3段目	2.80		0.617	0.375	1.73	
		2段目	2.80		0.542	0.225	1.52	
		1段目	2.80		0.467	0.075	1.31	
	製品上の土砂		2.55		2.512	4.274	6.41	
	土圧		0.00	32.26	1.608	1.450	0.00	46.78
合 計 Σ			80.95	32.26			122.47	46.78
自重のみの合計 Σ			80.95	0.00			122.47	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 = 0.933 (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、

- F_s : 滑動安全率
- F_{sa} : 滑動安全率の許容値 $F_{sa} = 1.50$
- 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 = 0.933 (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 $Be = B - 2 \cdot e$ (m)
ただし、有効載荷幅は底版幅を超えないものとする
- 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。

$B/6 \geq e \geq 0$ のとき

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B/6$ 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/m^2)
- ΣV : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 0.933$ (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体として、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」に基づく「簡便法」を用いて求める。

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

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_H = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

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

ここに、

- l : 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 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
- Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)
- Q_H : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)
- Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN) $d \leq \kappa_d \cdot B$ の時は $Q_t = 0$ 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/m^2)
- q_2 : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m^2)
- 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_a と擁壁底面幅 B との比 ($\kappa_d = d_a / B$)
- κ_1, κ_d は下表による。

荷重状態	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		
背面勾配	——	1:0.3	1:0.4	1:0.5
κ_1	1.00	0.50	0.60	0.70
κ_d	0.58	0.56		

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

5.2.1 載荷重あり

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 86.28 & (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 32.26 & (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 136.82 & (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 46.78 & (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{136.82 - 46.78}{86.28} = 1.044 \text{ (m)}$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.933}{2} - 1.044 = -0.578 \text{ (m)}$$

$$d = 1.044 \text{ (m)} > 1/2 B = 0.467 \text{ (m)}$$

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

$$Be = B - 2 \cdot e = 0.933 - 2 \times -0.578 = 2.089 \text{ (m)} > B = 0.933 \text{ より } Be = 0.933 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{86.28 \times 0.600 + 0.0 \times 0.933 \times 1.000}{32.26}$$

$$= 1.60 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

 $e = -0.578 < 0.000 \text{ (m)}$ より、「簡便法」にて計算を行った。

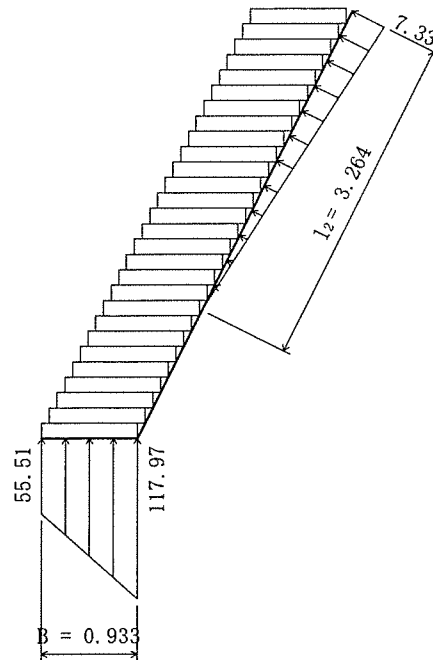
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{90.04 - 0.56 \times 0.933 \times 86.28}{0.933 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 4.662 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 11.96 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 11.96}{0.70 \times 4.662} = 7.33 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 86.28 - 11.96 \times \sin 26.57 = 80.93 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 80.93 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.933 \times 1.000} = 55.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 80.93 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.933 \times 1.000} = 117.97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

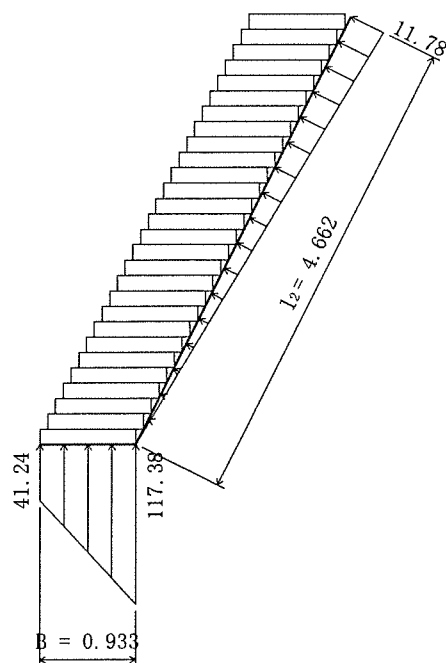
『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 86.28 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 136.82 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 0.00 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{136.82 - 0.58 \times 0.933 \times 86.28}{0.933 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 4.662 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 27.45 \quad (\text{kN}) \\ q_t &= \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 27.45}{1.00 \times 4.662} = 11.78 \quad (\text{kN/m}) \\ Q_v &= \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 86.28 - 27.45 \times \sin 26.57 = 74.00 \quad (\text{kN}) \\ q_1 &= \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 74.00 \times (2 - 3 \times 0.58)}{0.933 \times 1.000} = 41.24 \quad (\text{kN/m}^2) \\ q_2 &= \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 74.00 \times (3 \times 0.58 - 1)}{0.933 \times 1.000} = 117.38 \quad (\text{kN/m}^2)\end{aligned}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

5.2.2 載荷重なし

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 80.95 & (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 32.26 & (\text{kN}) \\ \Sigma M_x &= 122.47 & (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma M_o &= 46.78 & (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

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

$$d = \frac{\Sigma M_x - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{122.47 - 46.78}{80.95} = 0.935 \text{ (m)}$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.933}{2} - 0.935 = -0.469 \text{ (m)}$$

$$d = 0.935 \text{ (m)} > 1/2 B = 0.467 \text{ (m)}$$

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

$$B_e = B - 2 \cdot e = 0.933 - 2 \times -0.469 = 1.871 \text{ (m)} > B = 0.933 \text{ より } B_e = 0.933 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B_e \cdot L}{\Sigma H} = \frac{80.95 \times 0.600 + 0.0 \times 0.933 \times 1.000}{32.26}$$

$$= 1.51 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

 $e = -0.469 < 0.000 \text{ (m)}$ より、「簡便法」にて計算を行った。

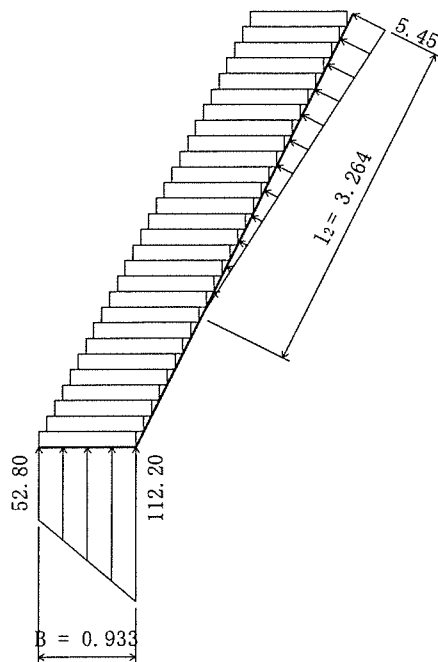
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{75.69 - 0.56 \times 0.933 \times 80.95}{0.933 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 4.662 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 8.89 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 8.89}{0.70 \times 4.662} = 5.45 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 80.95 - 8.89 \times \sin 26.57 = 76.97 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 76.97 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.933 \times 1.000} = 52.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 76.97 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.933 \times 1.000} = 112.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働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、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 80.95 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 122.47 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 0.00 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

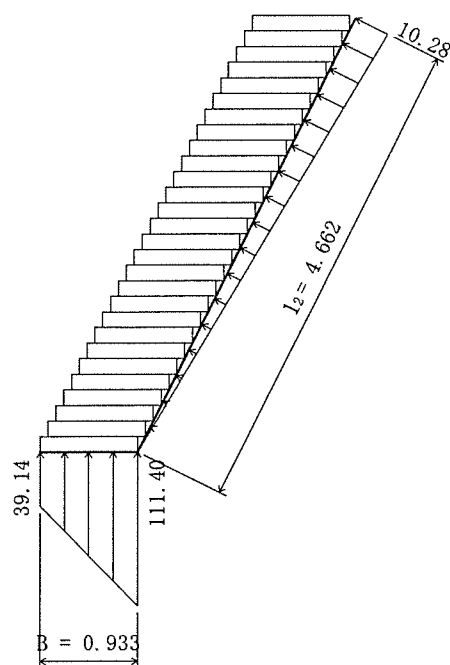
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{122.47 - 0.58 \times 0.933 \times 80.95}{0.933 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 4.662 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 23.96 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 23.96}{1.00 \times 4.662} = 10.28 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 80.95 - 23.96 \times \sin 26.57 = 70.23 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 70.23 \times (2 - 3 \times 0.58)}{0.933 \times 1.000} = 39.14 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 70.23 \times (3 \times 0.58 - 1)}{0.933 \times 1.000} = 111.40 \quad (\text{kN/m}^2)$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

H=5.55m(1:0.5)5cell/17'

目 次

設計概説	1
§ 1 設計条件	4
§ 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	17

設計概説

本擁壁は、テラセルを積み上げた擁壁で、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。

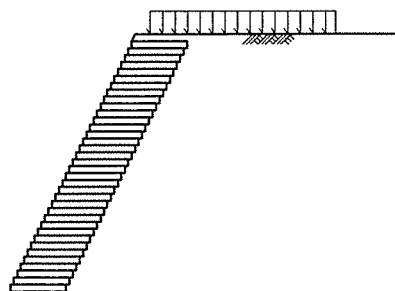
注) テラセルの設計控長について

3セルタイプの底版幅は最大800mmであるが、平面的に展開すると波形状となっているため、安定計算に用いる設計控長は、セル内に拘束される充填材の重量に関わることから平均長2.5セルとし、設計控長を667mmとする。同様に4セルタイプ、5セルタイプについても下記を設計控長とする。

- ・ 3セルタイプの底版幅 800mm (2.5セル= 667mm)
- ・ 4セルタイプの底版幅 1067mm (3.5セル= 933mm)
- ・ 5セルタイプの底版幅 1333mm (4.5セル= 1200mm)

(1) 設計断面

- 1) 擁壁形式 もたれ式擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 擁壁寸法 擁壁高さ $H = 5.400$ (m)
底版幅 $B = 1.200$ (m)
勾配 $1 : 0.500$
- 4) 使用製品ブロック
 ジオセル



[設計方針・方法]

[計算結果]

(2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

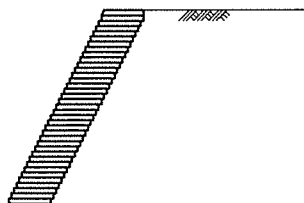
常時 自重 (+ 載荷重) + 土圧

(3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自重

製品本体および、製品上の土砂を自重として考慮した。



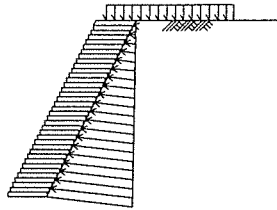
躯体 : $W_c = 129.60$ (kN)
裏込土 : $W_s = 3.31$ (kN)

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： $\phi = 30.00(^{\circ})$

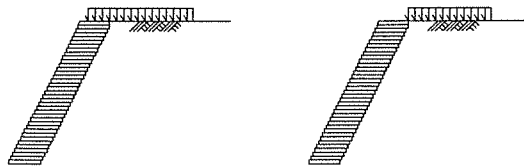
単位体積重量： $\gamma_s = 19.00 (\text{kN/m}^3)$



土圧： $P_a = 50.09 (\text{kN})$

3) 載 荷 重

擁壁上の載荷重は最も不利な状態を想定し、載荷する場合と、しない場合の2通りのケースを検討した。



自動車荷重

$q = 10.00 (\text{kN/m}^2)$

(4) 安定計算

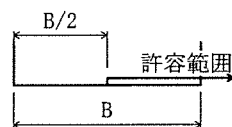
擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

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。

$d = 1.253 > 0.600$
(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。

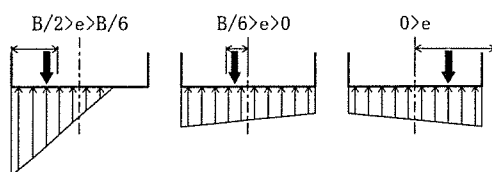
$F_s = 1.60 \geq 1.50$

摩擦係数： 0.600

3) 支 持 力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力において照査を行った。

$q = 149.31$ 以上の
の支持力が必要です。
(単位： kN/m^2)



§1 設計条件

1.1 設計条件

- | | |
|------------|------------------------------------|
| (1) 擁壁形式 | もたれ式擁壁 |
| (2) 基礎形式 | 直接基礎 |
| (3) 擁壁高さ | $H = 5.400 \text{ (m)}$ |
| (4) 土 圧 | 試行くさび法による土圧 |
| (5) 地表面載荷重 | $q = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ |

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土

せん断抵抗角	$\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
単位体積重量	$\gamma_s = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

(2) 支持地盤の定数

擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数	$\mu = 0.600$
〃 の粘着力	$C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
許容地盤反力度	$q_a = 149.31 \text{ (kN/m}^2\text{) 以上必要}$

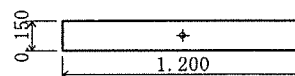
1.3 安定条件

- | | | |
|--------------|---------|-----------------|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率 | $F_s \geq 1.50$ |
| (2) 転倒に対する検討 | 合力の作用位置 | $d > 1/2 B$ |

1.4 使用ブロック

(1) ジオセル TW-150M(5セル)

製品幅 (m)	2.650			
	体積	重心座標	重量	[単重]
	(m^3)	(m)	(kN)	(kN/m^3)
碎石	0.477	(0.600, 0.075)	9.54	[20.00]



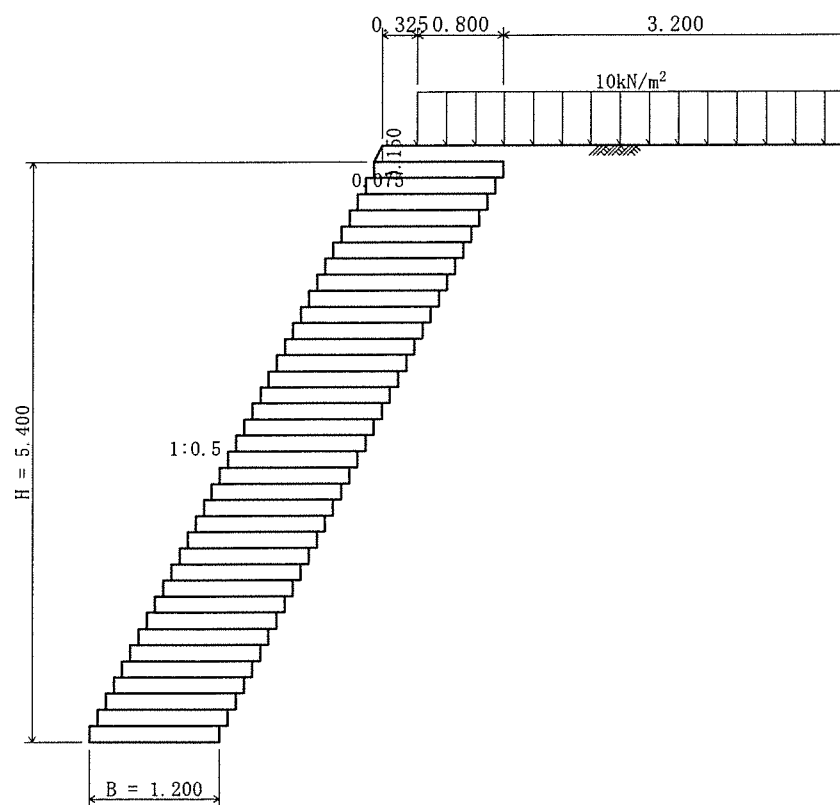
1.5 参考文献

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



§3 計算結果

3.1 安定計算結果

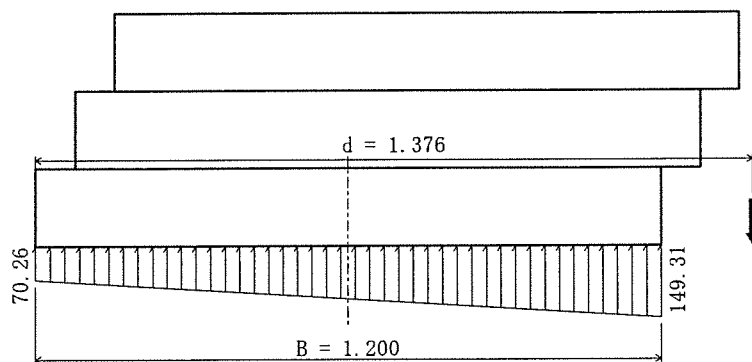
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 載荷重あり

(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
140.91	49.76	1.376	1.70	70.26	149.31	0. K.
許 容 値		0.600	1.50			

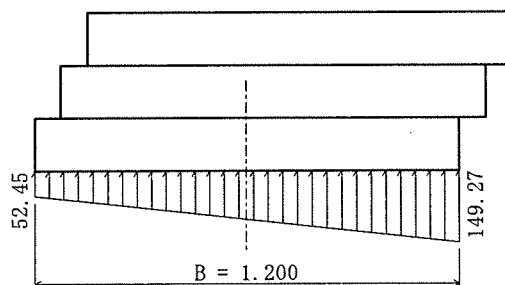
《地盤反力図》



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
140.91	0.00	52.45	149.27	0. K.
許 容 値				

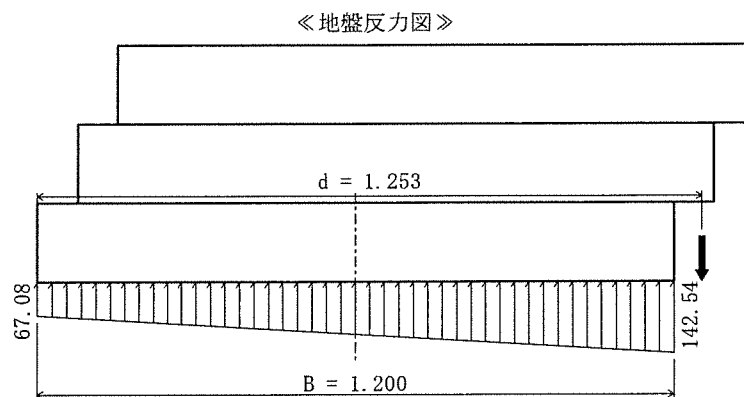
《地盤反力図》



3.1.2 載荷重なし

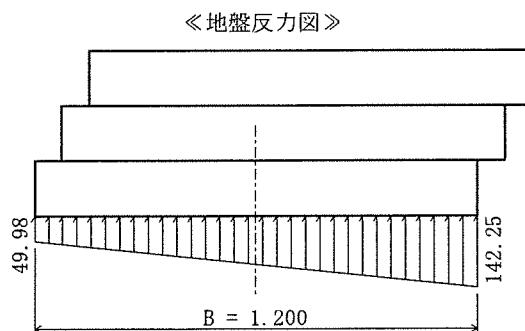
(1) 全体の安定計算結果

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
132.91	49.76	1.253	1.60	67.08	142.54	0. K.
許 容 値		0.600	1.50			



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
132.91	0.00	49.98	142.25	0. K.
許 容 値				



§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
- ・ 載 荷 重
- ・ 土 圧

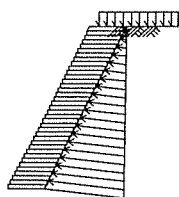
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

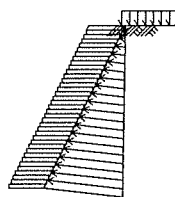
常 時 自重（＋載荷重）＋土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり



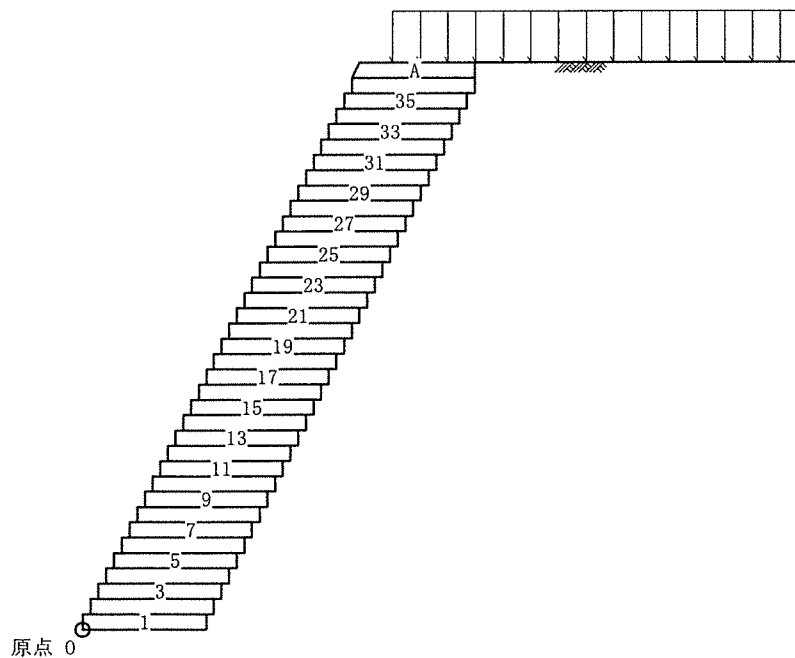
2) 載荷重なし



4.2 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。



4.2.1 自重

各段毎に自重の集計を行う。

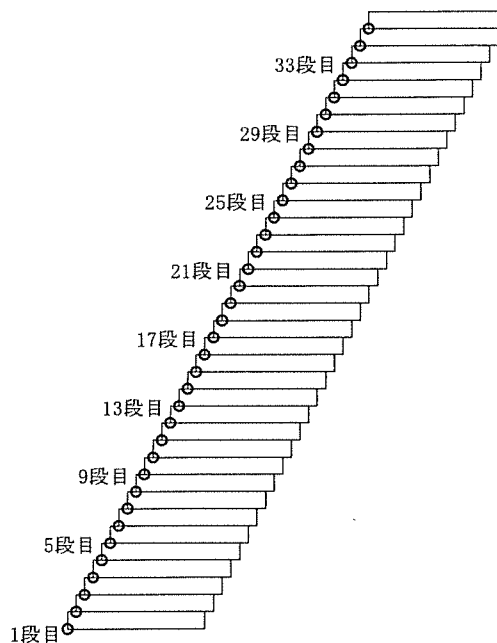
		体 積	単位重量	鉛直荷重	重心位置	
		V_0 (m^3)	γ (kN/m^3)	V (kN)	x_s (m)	y_s (m)
36段目～1段目	TW-150M(5セル)			0.00	0.600	0.075
	胴込め碎石	0.180	20.00	3.60	0.600	0.075
	合 計 Σ			3.60	0.600	0.075

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

1) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点(x_N , y_N)を示す。

	番号 N	基準点	
		x_N (m)	y_N (m)
36段目	36	2.625	5.250
35段目	35	2.550	5.100
34段目	34	2.475	4.950
33段目	33	2.400	4.800
32段目	32	2.325	4.650
31段目	31	2.250	4.500
30段目	30	2.175	4.350
29段目	29	2.100	4.200
28段目	28	2.025	4.050
27段目	27	1.950	3.900
26段目	26	1.875	3.750
25段目	25	1.800	3.600
24段目	24	1.725	3.450
23段目	23	1.650	3.300
22段目	22	1.575	3.150
21段目	21	1.500	3.000
20段目	20	1.425	2.850
19段目	19	1.350	2.700
18段目	18	1.275	2.550
17段目	17	1.200	2.400
16段目	16	1.125	2.250
15段目	15	1.050	2.100
14段目	14	0.975	1.950
13段目	13	0.900	1.800
12段目	12	0.825	1.650
11段目	11	0.750	1.500
10段目	10	0.675	1.350
9段目	9	0.600	1.200
8段目	8	0.525	1.050
7段目	7	0.450	0.900
6段目	6	0.375	0.750
5段目	5	0.300	0.600
4段目	4	0.225	0.450
3段目	3	0.150	0.300
2段目	2	0.075	0.150
1段目	1	0.000	0.000



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

$$x = x_g + (x_k - x_n)$$

$$y = y_g + (y_k - y_n)$$

ここに、

(x_k , y_k) : 荷重が属する段の基準点座標 ($N=k$)

(x_n , y_n) : 荷重を集計する段の原点座標 ($N=n$)

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

$$x = 0.600 + (0.075 - 0.000) = 0.675 \text{ (m)}$$

$$y = 0.075 + (0.150 - 0.000) = 0.225 \text{ (m) となる。}$$

2) 36段目上の土砂(A)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.200	0.150	0.180	3.225	5.475	0.5805	0.9855
a	-1/2	0.075	-0.006	2.650	5.500	-0.0159	-0.0330
合 計			0.174			0.5646	0.9525

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.174 \times 1.000 = 0.174 \text{ (m}^3\text{)}$$

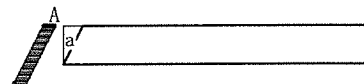
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma = 0.174 \times 19.00 = 3.31 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.5646}{0.174} = 3.245 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.9525}{0.174} = 5.474 \text{ (m)}$$



4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

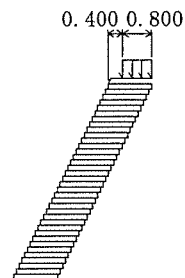
(1) 活荷重(常時)

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.800 \times 1.000 = 8.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 3.425 \text{ (m)}$$



4.2.3 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

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

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

ただし、鉛直荷重 $V < 0$ のときは $V = 0$ とする。

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 $\phi = 30.00$ (°)

δ : 壁面摩擦角 $\delta = 20.00$ (°)

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 $\gamma s = 19.00$ (kN/m³)

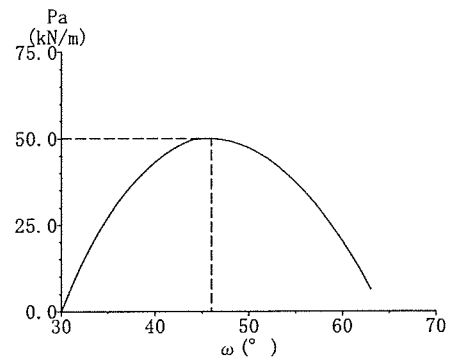
h : 土圧の作用高さ (m)

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

$$\begin{aligned}
 h &= 5.550 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 167.79 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重 : } 27.35] \\
 \omega &= 46.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$

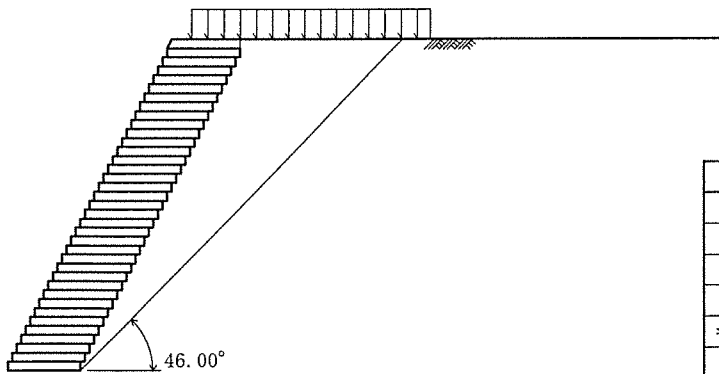


最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{167.79 \times \sin(46.00 - 30.00)}{\cos(46.00 - 30.00 - 20.00 + 26.57)} \\
 &= 50.09 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{2 \times 50.09}{19.00 \times 5.550^2} \\
 &= 0.171
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
50.00	47.311	123.72
49.00	48.446	134.23
48.00	49.289	145.06
47.00	49.838	156.24
* 46.00	50.085	167.79
45.00	50.021	179.73
44.00	49.638	192.10
43.00	48.622	203.66
42.00	47.123	214.85

鉛直荷重

$$\begin{aligned}
 V &= 50.09 \times \sin(20.00 - 26.57) \times 1.000 = -5.73 \text{ (kN)} \\
 V &< 0 \text{ より } V = 0.00 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

水平荷重

$$H = 50.09 \times \cos(20.00 - 26.57) \times 1.000 = 49.76 \text{ (kN)}$$

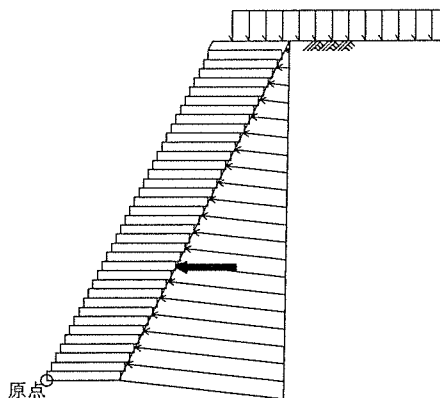
作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 2.100 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{5.400 + 0.150}{3} = 1.850 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

4.3 荷重の総括

4.3.1 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。



4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎に集計する。

(1) 載荷重あり

			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)
1段目	自重	36段目	3.60		3.225	5.325	11.61	
		35段目	3.60		3.150	5.175	11.34	
		34段目	3.60		3.075	5.025	11.07	
		33段目	3.60		3.000	4.875	10.80	
		32段目	3.60		2.925	4.725	10.53	
		31段目	3.60		2.850	4.575	10.26	
		30段目	3.60		2.775	4.425	9.99	
		29段目	3.60		2.700	4.275	9.72	
		28段目	3.60		2.625	4.125	9.45	
		27段目	3.60		2.550	3.975	9.18	
		26段目	3.60		2.475	3.825	8.91	
		25段目	3.60		2.400	3.675	8.64	
		24段目	3.60		2.325	3.525	8.37	
		23段目	3.60		2.250	3.375	8.10	
		22段目	3.60		2.175	3.225	7.83	
		21段目	3.60		2.100	3.075	7.56	
		20段目	3.60		2.025	2.925	7.29	
		19段目	3.60		1.950	2.775	7.02	
		18段目	3.60		1.875	2.625	6.75	
		17段目	3.60		1.800	2.475	6.48	
		16段目	3.60		1.725	2.325	6.21	
		15段目	3.60		1.650	2.175	5.94	
		14段目	3.60		1.575	2.025	5.67	
		13段目	3.60		1.500	1.875	5.40	
		12段目	3.60		1.425	1.725	5.13	
		11段目	3.60		1.350	1.575	4.86	
		10段目	3.60		1.275	1.425	4.59	
		9段目	3.60		1.200	1.275	4.32	
		8段目	3.60		1.125	1.125	4.05	
		7段目	3.60		1.050	0.975	3.78	
	6段目	3.60		0.975	0.825	3.51		
	5段目	3.60		0.900	0.675	3.24		
	4段目	3.60		0.825	0.525	2.97		
	3段目	3.60		0.750	0.375	2.70		
	2段目	3.60		0.675	0.225	2.43		
	1段目	3.60		0.600	0.075	2.16		
	製品上の土砂		3.31		3.245	5.474	10.74	
	載荷重		8.00		3.425	5.550	27.40	
	土圧		0.00	49.76	2.100	1.850	0.00	92.06
合 計 Σ			140.91	49.76			286.00	92.06
自重のみの合計 Σ			140.91	0.00			286.00	0.00

(2) 載荷重なし

			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)
1段目	自重	36段目	3.60		3.225	5.325	11.61	
		35段目	3.60		3.150	5.175	11.34	
		34段目	3.60		3.075	5.025	11.07	
		33段目	3.60		3.000	4.875	10.80	
		32段目	3.60		2.925	4.725	10.53	
		31段目	3.60		2.850	4.575	10.26	
		30段目	3.60		2.775	4.425	9.99	
		29段目	3.60		2.700	4.275	9.72	
		28段目	3.60		2.625	4.125	9.45	
		27段目	3.60		2.550	3.975	9.18	
		26段目	3.60		2.475	3.825	8.91	
		25段目	3.60		2.400	3.675	8.64	
		24段目	3.60		2.325	3.525	8.37	
		23段目	3.60		2.250	3.375	8.10	
		22段目	3.60		2.175	3.225	7.83	
		21段目	3.60		2.100	3.075	7.56	
		20段目	3.60		2.025	2.925	7.29	
		19段目	3.60		1.950	2.775	7.02	
		18段目	3.60		1.875	2.625	6.75	
		17段目	3.60		1.800	2.475	6.48	
		16段目	3.60		1.725	2.325	6.21	
		15段目	3.60		1.650	2.175	5.94	
		14段目	3.60		1.575	2.025	5.67	
		13段目	3.60		1.500	1.875	5.40	
		12段目	3.60		1.425	1.725	5.13	
		11段目	3.60		1.350	1.575	4.86	
		10段目	3.60		1.275	1.425	4.59	
		9段目	3.60		1.200	1.275	4.32	
		8段目	3.60		1.125	1.125	4.05	
		7段目	3.60		1.050	0.975	3.78	
		6段目	3.60		0.975	0.825	3.51	
		5段目	3.60		0.900	0.675	3.24	
		4段目	3.60		0.825	0.525	2.97	
		3段目	3.60		0.750	0.375	2.70	
		2段目	3.60		0.675	0.225	2.43	
		1段目	3.60		0.600	0.075	2.16	
	製品上の土砂		3.31		3.245	5.474	10.74	
	土圧		0.00	49.76	2.100	1.850	0.00	92.06
合 計 Σ			132.91	49.76			258.60	92.06
自重のみの合計 Σ			132.91	0.00			258.60	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 = 1.200 (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、

- F_s : 滑動安全率
- F_{sa} : 滑動安全率の許容値 $F_{sa} = 1.50$
- 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 = 1.200 (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 $Be = B - 2 \cdot e$ (m)
ただし、有効載荷幅は底版幅を超えないものとする
- 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。

$B / 6 \geq e \geq 0$ のとき

$$\begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B / 6$ 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 $B = 1.200$ (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体として、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」に基づく「簡便法」を用いて求める。

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

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_H = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

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

ここに、

- l : 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_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)
- Q_H : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)
- Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN) $d \leq \kappa_d \cdot B$ の時は $Q_t = 0$ 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_a と擁壁底面幅 B との比 ($\kappa_d = d_a / B$)
- κ_1, κ_d は下表による。

荷重状態	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		
背面勾配	——	1:0.3	1:0.4	1:0.5
κ_1	1.00	0.50	0.60	0.70
κ_d	0.58	0.56		

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

5.2.1 載荷重あり

『設計荷重』 荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 140.91 & (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 49.76 & (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 286.00 & (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 92.06 & (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{286.00 - 92.06}{140.91} = 1.376 \text{ (m)}$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.200}{2} - 1.376 = -0.776 \text{ (m)}$$

$$d = 1.376 \text{ (m)} > 1/2 B = 0.600 \text{ (m)}$$

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

$$Be = B - 2 \cdot e = 1.200 - 2 \times -0.776 = 2.752 \text{ (m)} > B = 1.200 \text{ より } Be = 1.200 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{140.91 \times 0.600 + 0.0 \times 1.200 \times 1.000}{49.76}$$

$$= 1.70 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

 $e = -0.776 < 0.000 \text{ (m)}$ より、「簡便法」にて計算を行った。

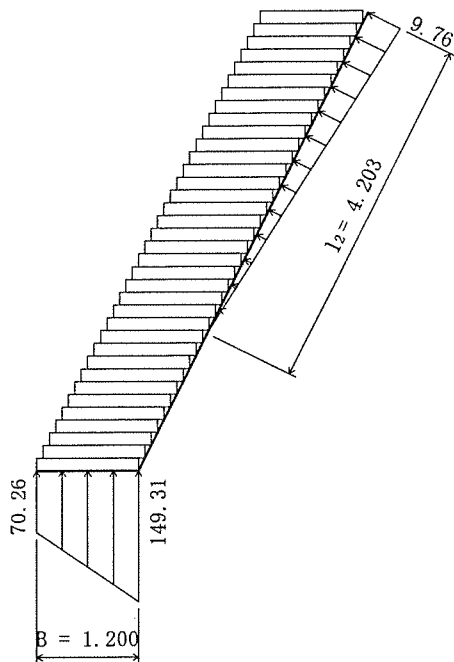
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{193.94 - 0.56 \times 1.200 \times 140.91}{1.200 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 6.004 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 20.51 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 20.51}{0.70 \times 6.004} = 9.76 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 140.91 - 20.51 \times \sin 26.57 = 131.74 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 131.74 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.200 \times 1.000} = 70.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 131.74 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.200 \times 1.000} = 149.31 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働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、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 140.91 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 286.00 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 0.00 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

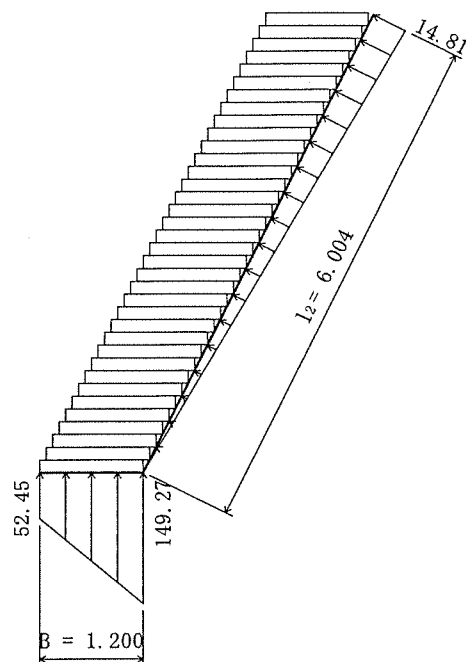
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{286.00 - 0.58 \times 1.200 \times 140.91}{1.200 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 6.004 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 44.45 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 44.45}{1.00 \times 6.004} = 14.81 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 140.91 - 44.45 \times \sin 26.57 = 121.03 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 121.03 \times (2 - 3 \times 0.58)}{1.200 \times 1.000} = 52.45 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 121.03 \times (3 \times 0.58 - 1)}{1.200 \times 1.000} = 149.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

5.2.2 荷重なし

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 132.91 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 49.76 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 258.60 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 92.06 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{258.60 - 92.06}{132.91} = 1.253 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.200}{2} - 1.253 = -0.653 \quad (\text{m})$$

$$d = 1.253 \quad (\text{m}) > 1/2 B = 0.600 \quad (\text{m})$$

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

$$Be = B - 2 \cdot e = 1.200 - 2 \times -0.653 = 2.506 \quad (\text{m}) > B = 1.200 \quad \text{より} \quad Be = 1.200 \quad (\text{m})$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{132.91 \times 0.600 + 0.0 \times 1.200 \times 1.000}{49.76}$$

$$= 1.60 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

 $e = -0.653 < 0.000 \quad (\text{m})$ より、「簡便法」にて計算を行った。

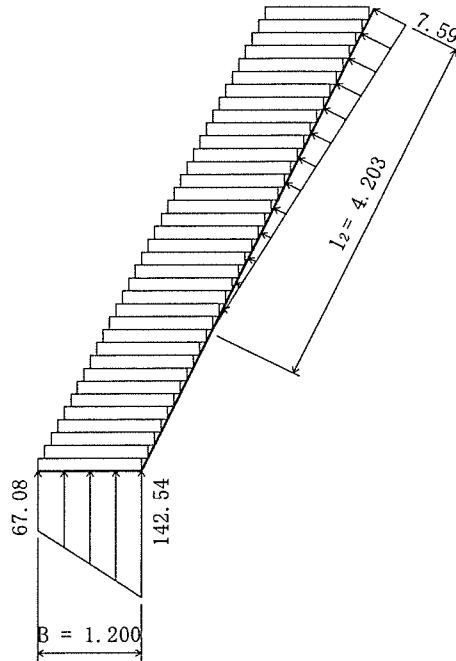
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{166.54 - 0.56 \times 1.200 \times 132.91}{1.200 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 6.004 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 15.96 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 15.96}{0.70 \times 6.004} = 7.59 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 132.91 - 15.96 \times \sin 26.57 = 125.77 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 125.77 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.200 \times 1.000} = 67.08 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 125.77 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.200 \times 1.000} = 142.54 \quad (\text{kN/m}^2)$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

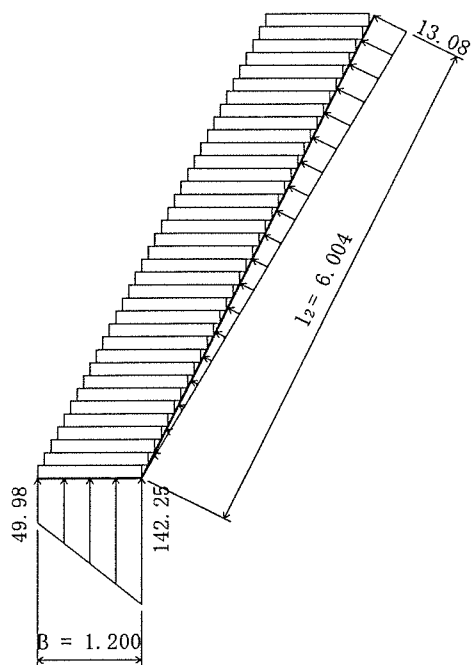
『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 132.91 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 258.60 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 0.00 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{258.60 - 0.58 \times 1.200 \times 132.91}{1.200 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 6.004 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 39.28 \quad (\text{kN}) \\ q_t &= \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 39.28}{1.00 \times 6.004} = 13.08 \quad (\text{kN/m}) \\ Q_v &= \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 132.91 - 39.28 \times \sin 26.57 = 115.34 \quad (\text{kN}) \\ q_1 &= \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 115.34 \times (2 - 3 \times 0.58)}{1.200 \times 1.000} = 49.98 \quad (\text{kN/m}^2) \\ q_2 &= \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 115.34 \times (3 \times 0.58 - 1)}{1.200 \times 1.000} = 142.25 \quad (\text{kN/m}^2)\end{aligned}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

グランドセルマットレス

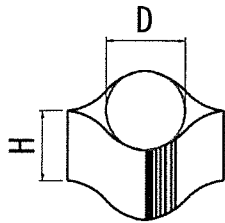
構 造 計 算 書

グランドセルマットレス4セルタイプ

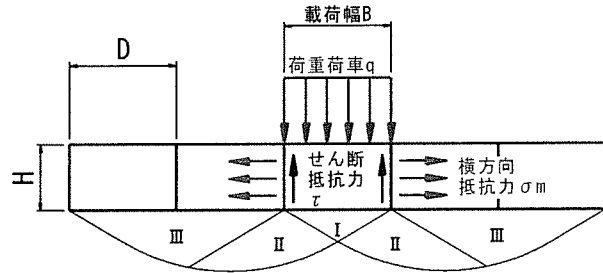
ジオセルマットレスの支持力改善効果

テラセル上に荷重が作用すると、くさび状の主働領域Ⅰが形成されますが、テラセルのセルが塑性領域Ⅱの発生と受働領域Ⅲの移動を抑制することで、極限支持力が無補強の場合よりも大きくなります。この支持力の増加は、テラセル内部に充填された中詰材とテラセル壁面との間にせん断力が、鉛直荷重に対する抵抗力※として作用すると考えられています。

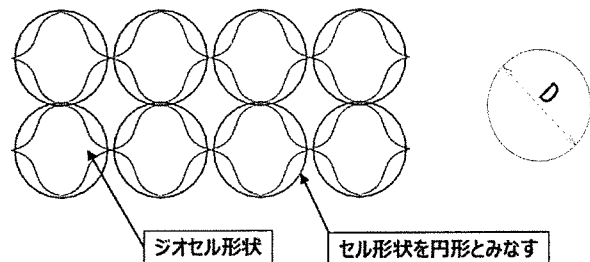
※ジオセルマットレス支持力改善効果 σR



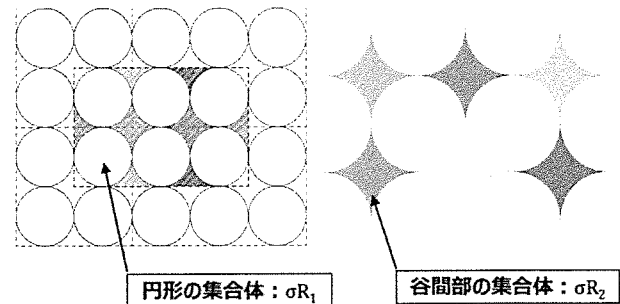
D : セルの見かけの直径
H : セルの高さ



◇支持力改善効果(σR)は、テラセルの高さ、大きさの形状に密接に関係しております。テラセルの形状は、黒色で示した丸みを帯びたひし形の形状になります。計算上のモデル形状は、赤色で示した円とみなし、円形の集合体をモデルとしております。



◇構造物の荷重を面で受けることから、セルを円形とみなした部分と網掛け部で示した谷間の部分の2タイプの集合体として捉えることが出来ます。



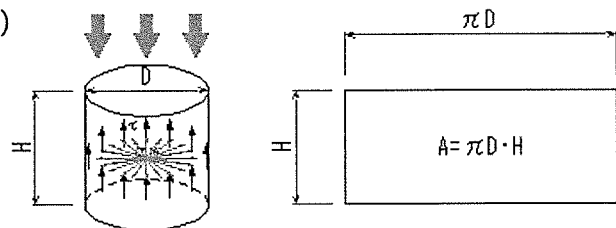
構造物荷重（鉛直荷重）を受けることで、中詰め材がセルの壁面に発生するせん断抵抗力 τ ($\sigma_m \cdot \tan \delta$) に、セルの壁面積($\pi \cdot D \cdot H$)を掛けることで、1つのセルに生じるせん断抵抗が求まり、セル面積※で割り戻すことで単位面積当たりの支持力改善効果(σR)が求まります。 ※ $\sigma R1$: 直径Dの円の面積、 $\sigma R2$: 谷間部分の面積

$\sigma R1$ と $\sigma R2$ の支持力改善効果を平均した値が、ジオセルマットレスの支持力改善効果 σR となります。

◇円形とみなした部分の支持力改善効果 ($\sigma R1$)

$$\sigma R_1 = \frac{\text{セル壁面積} \times \text{摩擦抵抗力} \tau}{\frac{\pi \cdot D^2}{4} \text{面積}} = \frac{\pi \cdot D \cdot H \times \sigma_m \cdot \tan \delta}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}}$$

$$= 4 \cdot \tau \cdot (H/D)$$



◇谷間部分の支持力改善効果 ($\sigma R2$)

$$\sigma R_2 = \frac{\pi \cdot D \cdot H \times \sigma_m \cdot \tan \delta}{\frac{D^2(4-\pi)}{4}} = 14.6 \cdot \tau \cdot (H/D)$$

◇ジオセルマットレスによる支持力改善 (σR)

$$\sigma R = \frac{\sigma R_1 + \sigma R_2}{2} = 9 \cdot \tau \cdot (H/D)$$

◇ジオセル内に作用する水平土圧強度： σ_m

$$\sigma_m = Ka \cdot \sigma_v$$

Ka ：主働土圧係数 $Ka = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$
 σ_v ：ジオセルに作用する鉛直地盤反力度

ジオセル内に作用する水平土圧強度 σ_m は、ジオセル壁面に作用する主働土圧強度から求まる。

◇ジオセル内のせん断抵抗力： τ

$$\tau = \sigma_m \cdot \tan \delta$$

δ ：ジオセルと中詰材の壁面摩擦角
※ $\delta = \varphi$
 δ はジオセルと中詰材の壁面摩擦角を表しており、大型一面せん断試験により、 $\delta = \varphi$ (中詰材)を確認

ジオセル内のせん断抵抗力 τ は、セル内に水平方向に作用する力(σ_m)に、ジオセルと中詰材との壁面摩擦角 (δ) としたとき、 $\tau = \sigma_m \cdot \tan \delta$ として表されます。

◇ジオセルマットレスによる改善された支持力： q_{ucell}

$$q_{ucell} = qu + \sigma R$$

q_u ：地盤の極限支持力

$$q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot Nc \cdot Sc + \kappa \cdot q \cdot Nq \cdot Sq + \frac{1}{2} \gamma \cdot \beta \cdot B_e \cdot Nr \cdot Sr$$

テラセル基礎の分散効果

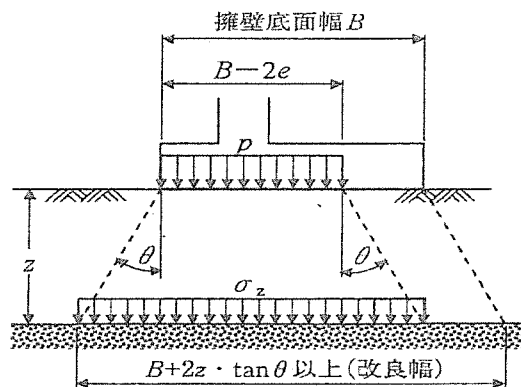
擁壁直下の深さ z における鉛直地盤反力度 σ_z は慣用計算法より、

$$\sigma_z = p / [1 + 2 \cdot (z/B - 2e) \tan \theta] + \gamma \cdot z$$

$$p = V / B - 2e$$

ここに、

- σ_z : 深さ z における地中での鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- p : 擁壁底面の有効載荷幅における鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- z : 擁壁底面からの深さ (m)
- B : 擁壁底面幅 (m)
- θ : 荷重の分散角 (°)
- V : 擁壁底面に作用する全鉛直荷重 (kN)
- e : 擁壁底面の中央から荷重の合力作用位置までの偏心距離 (m)
- γ : 地盤の単位体積重量 (kN/m³)



(参考文献) 「道路土工 擁壁工指針」

ジオセルマットレス 支持力検討

検討項目 : テラセル擁壁4cellタイプ

項目		記号	数値	単位
(1)	地盤反力度（構造物荷重）	P	117.97	kN/m ²
(2)	基礎地盤の支持力（極限支持力）	q _u	270.00	kN/m ²
(3)	安全率	F _s	3.0	-
(4)	基礎地盤の支持力（許容支持力）調査結果より	q _a	90.00	kN/m ²
(5)	充填材の単位体積重量	γ	20.0	kN/m ³
(6)	充填材の内部摩擦角	φ	35.0	°
(7)	基礎幅	B	0.933	m
(8)	基礎の有効載荷幅	Be	0.933	m
(9)	ジオセル規格	-	150MP	-
(10)	セル高	h	0.15	m
(11)	セル直径	D	0.30	m
(12)	ジオセル設置段数	-	2	段
(13)	ジオセルマットレス厚	H	0.30	m
(14)	分散角	α	35.0	°
(15)	均しコンクリート厚さ	t	0.000	m
(16)	ジオセルマットレス必要幅（L=B+2・H・tanα）	L	1.40	m

ジオセル内に作用する鉛直地盤反力度

ジオセルの上面と下面に作用する鉛直地盤反力度の平均値をジオセルに作用する鉛直地盤反力度と設定する。

・ジオセル上面での鉛直反力度（σ_{vt}）：P=V/(Be) V:86.28kN

$$\sigma_{vt} = 92.48 \text{ kN/m}^2$$

・ジオセル下面での鉛直反力度（σ_{vb}）

$$\begin{aligned} \sigma_{vb} &= \frac{\sigma_{vt}}{1 + 2 \times (H / Be) \times \tan \alpha} + \gamma \times H \\ &= \frac{92.48}{1 + 2 \times [0.30 / 0.93] \times 0.70} + 20.0 \times 0.30 \\ &= 69.71 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ジオセル内に作用する鉛直地盤反力度（σ_{vm}）

$$\begin{aligned} \sigma_{vm} &= [\sigma_{vt} + \sigma_{vb}] / 2 \\ &= [92.5 + 69.71] / 2 \\ &= 81.09 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ジオセルに作用する水平土圧強度（σ_m）

主働土圧係数（KA）

$$\begin{aligned} KA &= \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] \\ &= 0.271 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_m &= KA \times \sigma_{vm} \\ &= 21.98 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・ジオセルと碎石との壁面摩擦角（δ）

$$\delta = \phi = 35.0^\circ$$

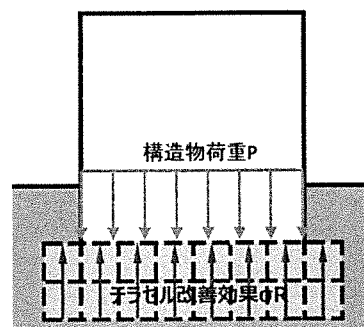
ジオセルに作用するせん断抵抗力（τ）

$$\begin{aligned} \tau &= \sigma_m \times \tan \delta \\ &= 15.39 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ジオセルによる支持力改善効果 (σ_R)

ジオセル壁面に作用するせん断抵抗力より、ジオセル改善効果を求める。

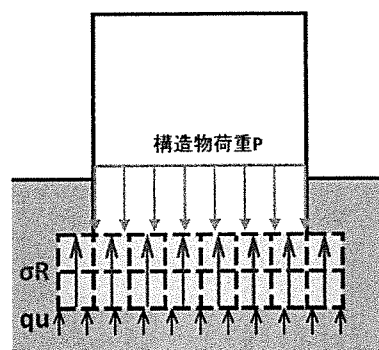
$$\begin{aligned}\sigma_R &= 9 \times \tau \times \frac{H}{D} \\ &= 9 \times 15.39 \times \frac{0.30}{0.30} \\ &= 138.5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



ジオセルの支持力改善効果を考慮した地盤の許容支持力 (q_{acell})

地盤の極限支持力 q_u とジオセル支持力改善効果 σ_R を加えて、支持力の安全率を考慮し許容支持力を求める。

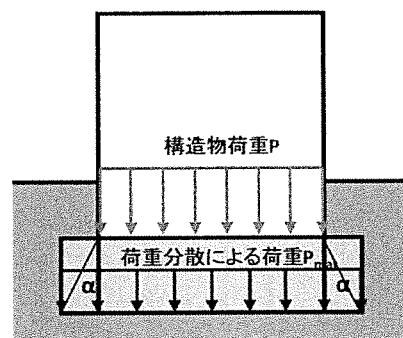
$$\begin{aligned}q_{acell} &= \frac{q_u + \sigma_R}{F_s} \\ &= \frac{(270.00 + 138.5)}{3.0} \\ &= 136.17 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



荷重分散を考慮した鉛直地盤反力度 (P_{mat})

充填材の内部摩擦角 (ϕ) を荷重の分散角 (α) とする。

$$\begin{aligned}P_{mat} &= \frac{P}{1 + 2 \times (H / Be) \times \tan \alpha} + \gamma \times H \\ &= \frac{92.48}{1 + 2 \times [0.30 / 0.93] \times 0.70} \\ &\quad + 20.0 \times 0.30 \\ &= 69.71 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



支持力の判定

地表の軟弱地盤をジオセルマットレスに置き換えることにより、構造物の基礎部分は支持力の改善された地盤となる。ジオセルマットレスにより構造物荷重は分散されるため、荷重分散を考慮した鉛直地盤反力とジオセル効果を比較して判定する。

荷重分散を考慮した鉛直地盤反力度 (P_{mat}) $\leq$ ジオセル効果を考慮した地盤の許容支持力 (q_{acell}) $\rightarrow$ 判定

$$P_{mat} = 69.71 \text{ kN/m}^2$$

$\leq$

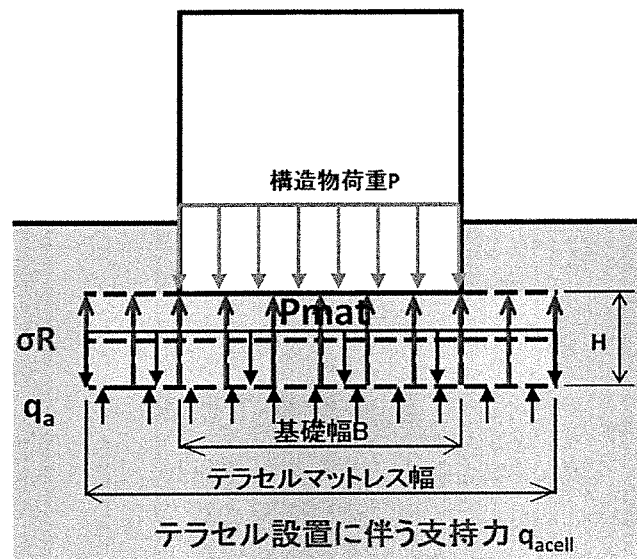
$$q_{acell} = 136.17 \text{ kN/m}^2$$

$\rightarrow$

OK

計算結果総括

項目		記号	数値	単位
(1)	構造物の地盤反力度	P	117.97	kN/m^2
(2)	荷重分散を考慮した地盤反力度	P_{mat}	69.71	kN/m^2
(3)	地盤の許容支持力	q_a	90.00	kN/m^2
(4)	ジオセルの支持力改善効果を考慮した地盤の許容支持力	q_{acell}	136.17	kN/m^2
(5)	ジオセル規格	—	150MP	—
(6)	ジオセル高	H	0.300	m
(7)	基礎幅	B	0.933	m
(8)	ジオセルマットレス幅	L	1.400	m

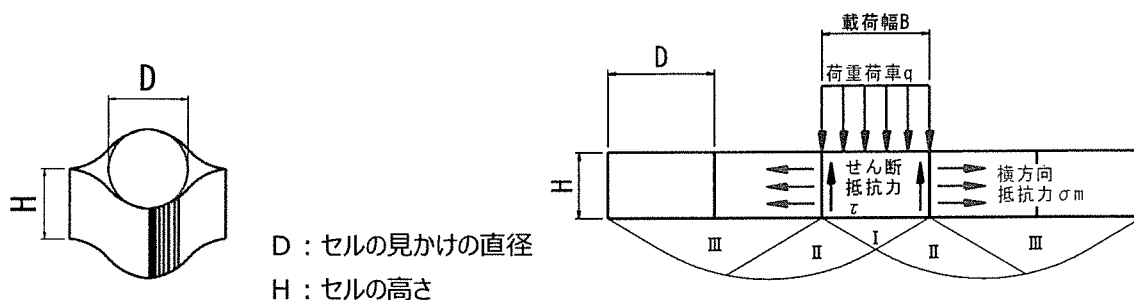


グランドセルマットレス5セルタイプ

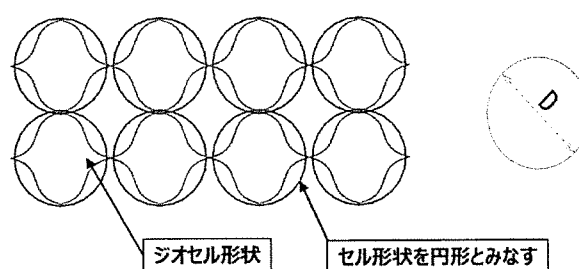
ジオセルマットレスの支持力改善効果

テラセル上に荷重が作用すると、くさび状の主働領域Ⅰが形成されますが、テラセルのセルが塑性領域Ⅱの発生と受働領域Ⅲの移動を抑制することで、極限支持力が無補強の場合よりも大きくなります。この支持力の増加は、テラセル内部に充填された中詰材とテラセル壁面との間にせん断力が、鉛直荷重に対する抵抗力※として作用すると考えられています。

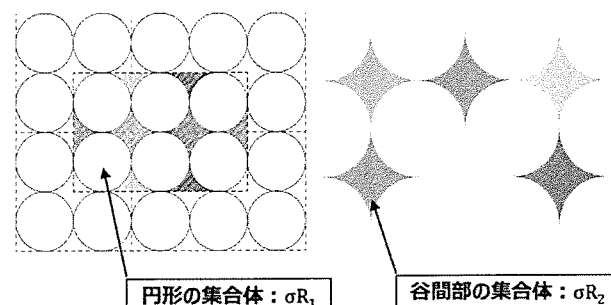
※ジオセルマットレス支持力改善効果 σR



◇支持力改善効果(σR)は、テラセルの高さ、大きさの形状に密接に関係しております。テラセルの形状は、黒色で示した丸みを帯びたひし形の形状になります。計算上のモデル形状は、赤色で示した円とみなし、円形の集合体をモデルとしております。



◇構造物の荷重を面で受けることから、セルを円形とみなした部分と網掛け部で示した谷間の部分の2タイプの集合体として捉えることが出来ます。



構造物荷重（鉛直荷重）を受けることで、中詰め材がセルの壁面に発生するせん断抵抗力 τ ($\sigma_m \cdot \tan \delta$) に、セルの壁面積($\pi \cdot D \cdot H$)を掛けることで、1つのセルに生じるせん断抵抗が求まり、セル面積※で割り戻すことで単位面積当たりの支持力改善効果(σR)が求まります。 ※ $\sigma R 1$: 直径Dの円の面積、 $\sigma R 2$: 谷間部分の面積

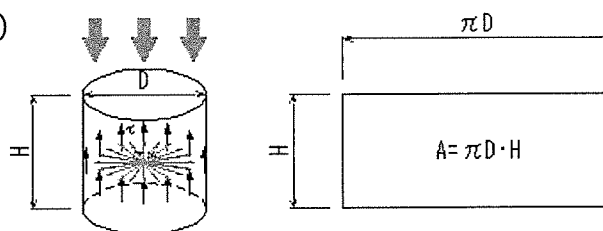
$\sigma R 1$ と $\sigma R 2$ の支持力改善効果を平均した値が、ジオセルマットレスの支持力改善効果 σR となります。

◇円形とみなした部分の支持力改善効果 ($\sigma R 1$)

$$\sigma R_1 = \frac{\text{セル壁面積} \times \text{摩擦抵抗力} \tau}{\frac{\pi \cdot D^2}{4} \text{面積}}$$

$$= \frac{\pi \cdot D \cdot H \times \sigma_m \cdot \tan \delta}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}}$$

$$= 4 \cdot \tau \cdot (H/D)$$



◇谷間部分の支持力改善効果 ($\sigma R 2$)

$$\sigma R_2 = \frac{\pi \cdot D \cdot H \times \sigma_m \cdot \tan \delta}{\frac{D^2(4-\pi)}{4}}$$

$$\approx 14.6 \cdot \tau \cdot (H/D)$$

◇ジオセルマットレスによる支持力改善 (σR)

$$\sigma R = \frac{\sigma R_1 + \sigma R_2}{2}$$

$$\approx 9 \cdot \tau \cdot (H/D)$$

◇ジオセル内に作用する水平土圧強度： σ_m

$$\sigma_m = Ka \cdot \sigma_v$$

Ka ：主働土圧係数 $Ka = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$
 σ_v ：ジオセルに作用する鉛直地盤反力度

ジオセル内に作用する水平土圧強度 σ_m は、ジオセル壁面に作用する主働土圧強度から求まる。

◇ジオセル内のせん断抵抗力： τ

$$\tau = \sigma_m \cdot \tan \delta$$

δ ：ジオセルと中詰材の壁面摩擦角
※ $\delta = \varphi$
 δ はジオセルと中詰材の壁面摩擦角を表しており、大型一面せん断試験により、 $\delta = \varphi$ (中詰材)を確認

ジオセル内のせん断抵抗力 τ は、セル内に水平方向に作用する力(σ_m)に、ジオセルと中詰材との壁面摩擦角 (δ) としたとき、 $\tau = \sigma_m \cdot \tan \delta$ として表されます。

◇ジオセルマットレスによる改善された支持力： q_{ucell}

$$q_{ucell} = qu + \sigma R$$

q_u ：地盤の極限支持力

$$q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot Nc \cdot Sc + \kappa \cdot q \cdot Nq \cdot Sq + \frac{1}{2} \gamma \cdot \beta \cdot B_e \cdot Nr \cdot Sr$$

テラセル基礎の分散効果

擁壁直下の深さ z における鉛直地盤反力度 σ_z は慣用計算法より、

$$\sigma_z = p / [1 + 2 \cdot (z / B - 2e) \tan \theta] + \gamma \cdot z$$

$$p = V / B - 2e$$

ここに、

σ_z : 深さ z における地中での鉛直地盤反力度 (kN/m^2)

p : 擁壁底面の有効載荷幅における鉛直地盤反力度 (kN/m^2)

z : 擁壁底面からの深さ (m)

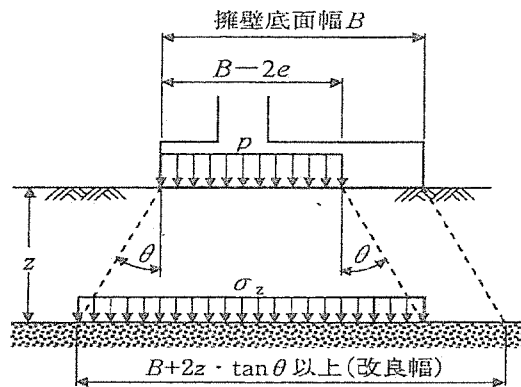
B : 擁壁底面幅 (m)

θ : 荷重の分散角 ($^\circ$)

V : 擁壁底面に作用する全鉛直荷重 (kN)

e : 擁壁底面の中央から荷重の合力作用位置までの偏心距離 (m)

γ : 地盤の単位体積重量 (kN/m^3)



(参考文献) 「道路土工 擁壁工指針」

ジオセルマットレス 支持力検討

検討項目 : テラセル擁壁 5 cellタイプ

項目		記号	数値	単位
(1)	地盤反力度 (構造物荷重)	P	149.31	kN/m ²
(2)	基礎地盤の支持力 (極限支持力)	q _u	270.00	kN/m ²
(3)	安全率	F _s	3.0	-
(4)	基礎地盤の支持力 (許容支持力) 調査結果より	q _a	90.00	kN/m ²
(5)	充填材の単位体積重量	γ	20.0	kN/m ³
(6)	充填材の内部摩擦角	φ	35.0	°
(7)	基礎幅	B	1.200	m
(8)	基礎の有効載荷幅	Be	1.200	m
(9)	ジオセル規格	-	150MP	-
(10)	セル高	h	0.15	m
(11)	セル直径	D	0.30	m
(12)	ジオセル設置段数	-	2	段
(13)	ジオセルマットレス厚	H	0.30	m
(14)	分散角	α	35.0	°
(15)	均しコンクリート厚さ	t	0.000	m
(16)	ジオセルマットレス必要幅 (L=B+2・H・tanα)	L	1.70	m

ジオセル内に作用する鉛直地盤反力度

ジオセルの上面と下面に作用する鉛直地盤反力度の平均値をジオセルに作用する鉛直地盤反力度と設定する。

・ジオセル上面での鉛直反力度 (σ_{vt}) : P=V/(Be) V:140.91kN

$$\sigma_{vt} = 117.43 \text{ kN/m}^2$$

・ジオセル下面での鉛直反力度 (σ_{vb})

$$\begin{aligned} \sigma_{vb} &= \frac{\sigma_{vt}}{1 + 2 \times (H / Be) \times \tan \alpha} + \gamma \times H \\ &= \frac{117.43}{1 + 2 \times [0.30 / 1.20] \times 0.70} + 20.0 \times 0.30 \\ &= 92.98 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ジオセル内に作用する鉛直地盤反力度 (σ_{vm})

$$\begin{aligned} \sigma_{vm} &= [\sigma_{vt} + \sigma_{vb}] / 2 \\ &= [117.4 + 92.98] / 2 \\ &= 105.20 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ジオセルに作用する水平土圧強度 (σ_m)

主働土圧係数 (KA)

$$\begin{aligned} KA &= \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] \\ &= 0.271 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_m &= KA \times \sigma_{vm} \\ &= 28.51 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・ジオセルと碎石との壁面摩擦角 (δ)

$$\delta = \phi = 35.0^\circ$$

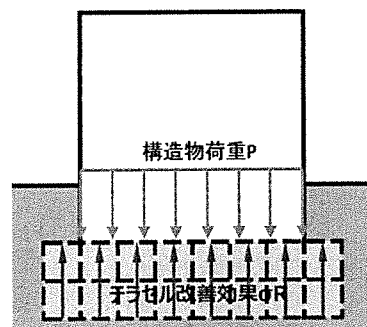
ジオセルに作用するせん断抵抗力 (τ)

$$\begin{aligned} \tau &= \sigma_m \times \tan \delta \\ &= 19.96 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ジオセルによる支持力改善効果 (σ_R)

ジオセル壁面に作用するせん断抵抗力より、ジオセル改善効果を求める。

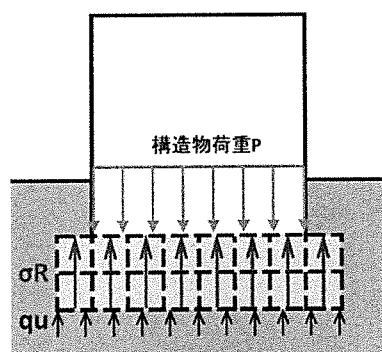
$$\begin{aligned}\sigma_R &= 9 \times \tau \times \frac{H}{D} \\ &= 9 \times 19.96 \times \frac{0.30}{0.30} \\ &= 179.6 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



ジオセルの支持力改善効果を考慮した地盤の許容支持力 (q_{acell})

地盤の極限支持力 q_u とジオセル支持力改善効果 σ_R を加えて、支持力の安全率を考慮し許容支持力を求める。

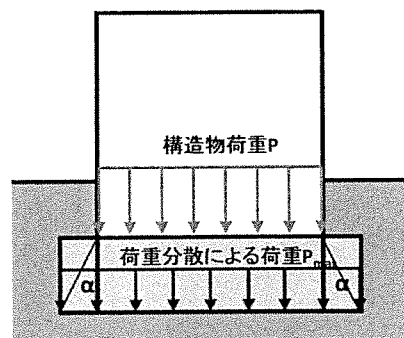
$$\begin{aligned}q_{acell} &= \frac{q_u + \sigma_R}{F_s} \\ &= \frac{(270.00 + 179.6)}{3.0} \\ &= 149.88 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



荷重分散を考慮した鉛直地盤反力度 (P_{mat})

充填材の内部摩擦角 (φ) を荷重の分散角 (α) とする。

$$\begin{aligned}P_{mat} &= \frac{P}{1 + 2 \times (H / B_e) \times \tan \alpha} + \gamma \times H \\ &= \frac{117.43}{1 + 2 \times [0.30 / 1.20] \times 0.70} \\ &\quad + 20.0 \times 0.30 \\ &= 92.98 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



支持力の判定

地表の軟弱地盤をジオセルマットレスに置き換えることにより、構造物の基礎部分は支持力の改善された地盤となる。ジオセルマットレスにより構造物荷重は分散されるため、荷重分散を考慮した鉛直地盤反力とジオセル効果を比較して判定する。

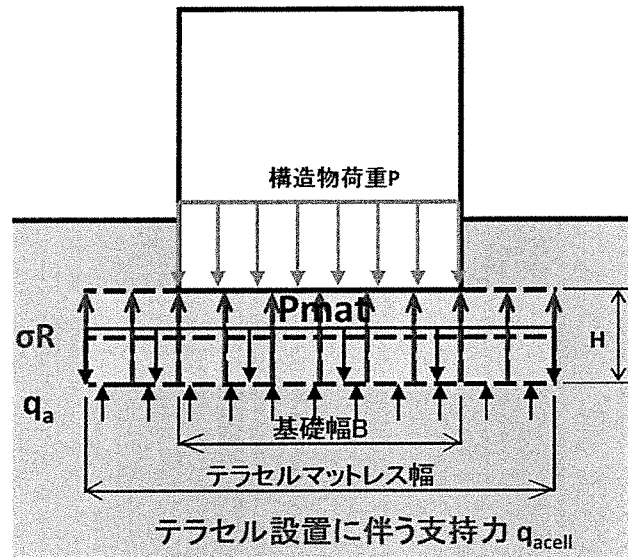
荷重分散を考慮した鉛直地盤反力度 (P_{mat}) $\leq$ ジオセル効果を考慮した地盤の許容支持力 (q_{acell}) $\rightarrow$ 判定

$$P_{mat} = 92.98 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{acell} = 149.88 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

計算結果総括

項目		記号	数値	単位
(1)	構造物の地盤反力度	P	149.31	kN/m^2
(2)	荷重分散を考慮した地盤反力度	P_{mat}	92.98	kN/m^2
(3)	地盤の許容支持力	q_a	90.00	kN/m^2
(4)	ジオセルの支持力改善効果を考慮した地盤の許容支持力	q_{acell}	149.88	kN/m^2
(5)	ジオセル規格	—	150MP	—
(6)	ジオセル高	H	0.300	m
(7)	基礎幅	B	1.200	m
(8)	ジオセルマットレス幅	L	1.700	m



2-5 コスト縮減設計報告書

発注機関名	松山市都市整備部公園緑地課
委託名	城山公園（丸之内）緊急車両用道路 災害復旧工事に伴う測量設計業務委託
履行場所	松山市丸之内

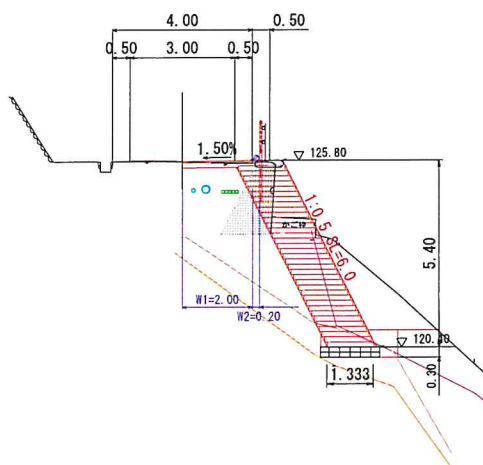
コスト縮減設計報告書

詳細設計の内容	詳細設計時に検討した コスト縮減具休策の内容	コスト縮減効果及び 算出根拠等
工事コストの低減 (設計手法の見直し)	(1) テラセル補強土壁 ジオセルのハニカム構造に中詰砕石擁壁を構築した 軽量の工法。	(1) テラセル補強土壁 224,670 円/m
	(2) ブロック積混合擁壁 地山の締まった良質な裏込材で十分な締固めのある 箇所で経験的工法として災害復旧に多く用いられて いる。	(2) ブロック積混合擁壁 253,278 円/m
直接工事費縮減額		(1) 224,670 × 36.5 = 8,200,455 (2) 253,278 × 36.5 = 9,244,647 縮減額 ▲1,044,192 円

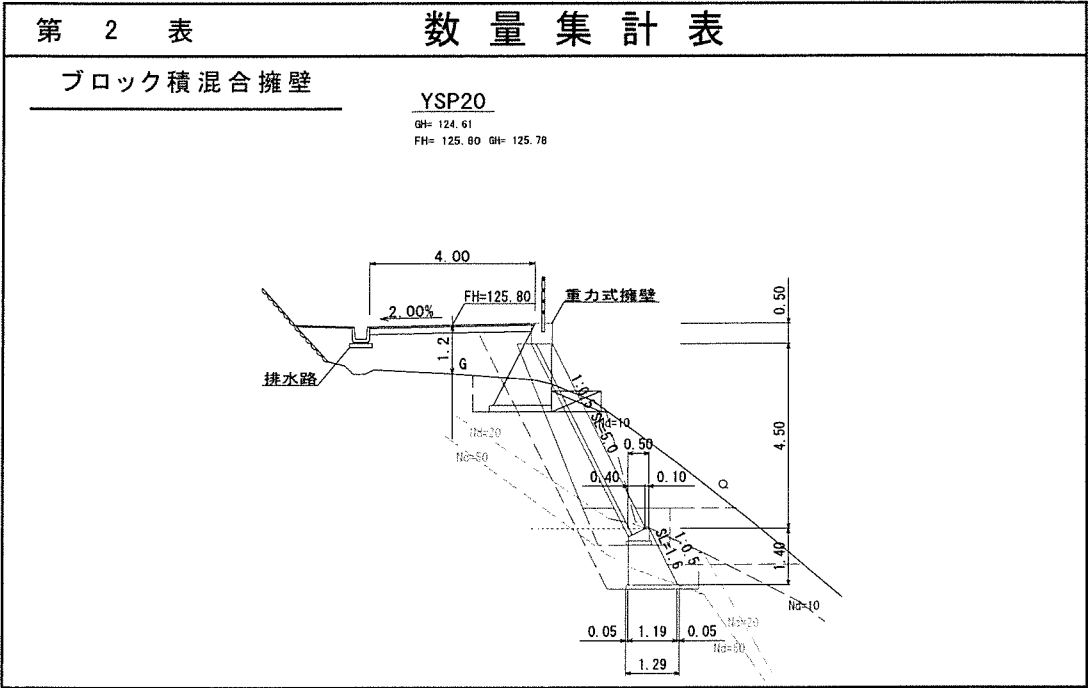
数量集計表

SP20. 0

GH=125.77
FH=125.77



名 称	形 状 寸 法	単 位	員 数	単 価	金 額	摘 要
テラセル擁壁	控1.333	m ²	6.0	29,600	177,600	
クラントセルマット	2段	m ²	0.3	4,900	1,470	
中 詰 砕 石	RC-40	m ³	8.0	5,700	45,600	
合 計					224,670	



1m当り

名 称	形 状 寸 法	単 位	員 数	単 価	金 額	摘 要
フ ロ ッ ク 積	1:0.5補強0.20	m ²	5.0	35,000	175,000	
裏 込 砕 石	RC-40	m ³	2.9	5,720	16,588	
基 礎 擁 壁	コンクリート	m ³	1.1	25,000	27,500	
	型枠	m ²	2.8	6,900	19,320	
	基礎砕石	m ²	1.3	900	1,170	
ガート・ハイツ基礎	コンクリート	m ³	0.25	30,000	7,500	
	型枠	m ²	1.0	6,200	6,200	
合 計					253,278	

2-6 リサイクル計画書

リサイクル計画書（詳細設計）

1. 設計概要

発注機関名	松山市都市整備部公園緑地課
委託名	城山公園(丸之内)緊急車両用道路 災害復旧工事に伴う測量設計業務委託
履行場所	松山市丸之内
工事着手予定時期	令和6年5月

設計概要等	
テラセル擁壁	L=36.5m
セルマットレス基礎	L=17.1m
車道舗装	A=72.8m ²

2. 建設資材利用計画

建設資材	① 利用量	② 現場内利用 可 能 量	③ 再生材利用 可 能 量	④ 新材利用 可 能 量	⑤ 再生資源利用率 (②+③+④)/①×100	備 考
土 砂	地山m ³	地山m ³	地山m ³	地山m ³	%	
砕 石	502 トン	トン	502 トン	トン	100 %	(240+72.8×0.15)×2.0
アスファルト混合物	7 トン	トン	7 トン	トン	100 %	72.8×0.04×2.35
	トン	トン	トン	トン	%	

※最下段には、その他の再生資材を使用する場合に記入する。

リサイクル・チェック欄

【⑤再生資源利用率<100%の場合、原因・理由等を下欄へ記入する。】

- ☐ 土 砂 []
- ☐ 砕 石 []
- ☐ アスファルト混合物 []
- ☐ () []

3. 建設副産物搬出計画

建設副産物の種類	⑥ 発生量	⑦ 現場内利用 可 能 量	⑧ 他工事への 搬出可能量	⑨ 再資源化施設 への搬出可能量	⑩ 最終処分量	⑪ 現場内利用率 (⑦/⑥×100)	⑫ 有効利用率 (⑦+⑧+⑨)/⑥×100	備 考
建設発生土								
第1種建設発生土	地山m ³	地山m ³	地山m ³		地山m ³	%	%	
第2種建設発生土	277 地山m ³	17 地山m ³	260 地山m ³		地山m ³	6 %	100 %	
第3種建設発生土	地山m ³	地山m ³	地山m ³		地山m ³	%	%	
第4種建設発生土	地山m ³	地山m ³	地山m ³		地山m ³	%	%	
泥土(浚渫土)	地山m ³	地山m ³	地山m ³		地山m ³	%	%	
合 計	277 地山m ³	17 地山m ³	260 地山m ³		地山m ³	6 %	100 %	
コンクリート塊	64 トン	トン	トン	64 トン		%	100 %	27.1×2.35
アスファルト・コンクリート塊	7 トン	トン	トン	7 トン		%	100 %	3.1×2.35
建設発生木材	トン	トン	トン	トン		%	%	
建設汚泥	トン	トン	トン	トン		%	%	

※建設発生土の区分（既存資料から判断するものとする）

- ①第1種建設発生土…砂、礫及びこれらに準ずるもの。 ④第4種建設発生土…粘性土及びこれらに準ずるもの。（第3種建設発生土を除く）
- ②第2種建設発生土…砂質土、礫質土及びこれらに準ずるもの。 ⑤泥土(浚渫土)……浚渫土のうち概ねqc2以下のもの。
- ③第3種建設発生土…通常の施工性が確保される粘性土及びこれらに準ずるもの。

※建設発生木材の中には、伐開除根材及び剪定材を含む。

※建設汚泥、建設発生木材の、「⑦現場内利用」の欄には、上段に現場内利用、下段に現場内での減量化量を記入する。

※利用・搬出可能量等は、現時点で算出可能なものを記載する。

※建設副産物の搬出計画について、基本的には全量を再利用することを原則として計画する。

リサイクル・チェック欄

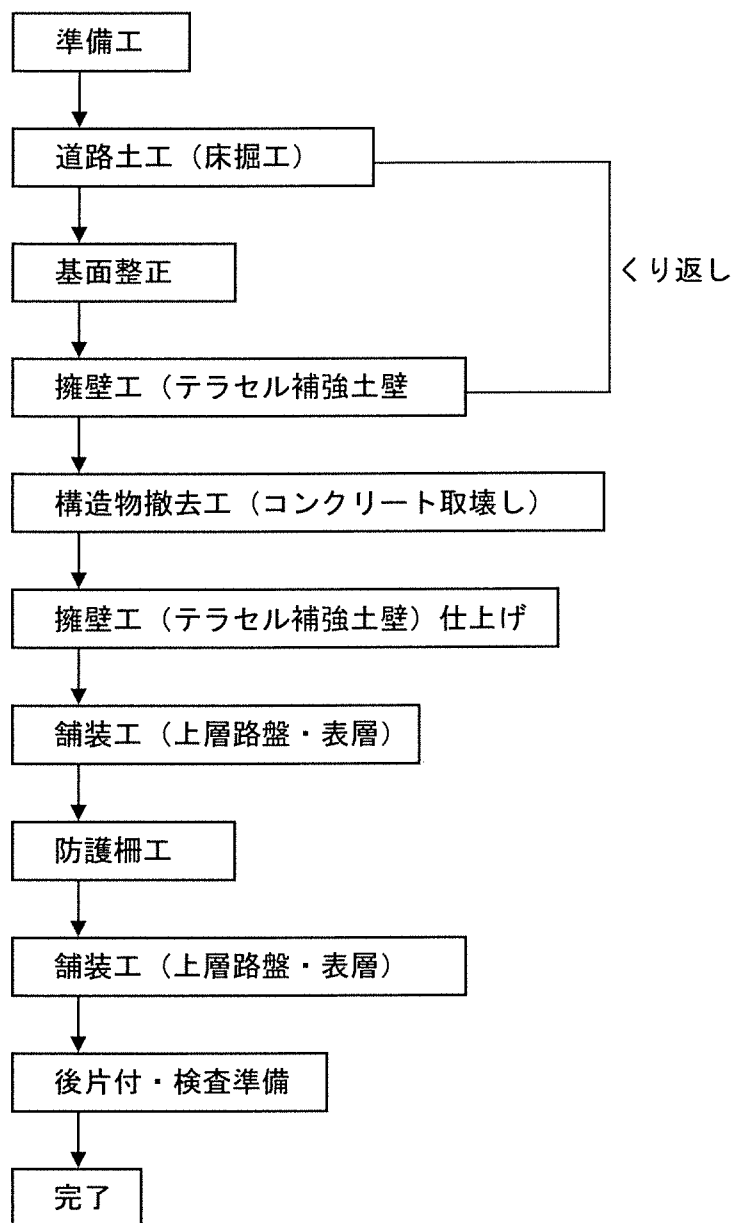
【⑫有効利用率<100%の場合、原因・理由等を下欄へ記入する。】

- ☐ 建設発生土 []
- ☐ コンクリート塊 []
- ☐ アスファルト・コンクリート塊 []
- ☐ 建設発生木材 []
- ☐ 建設汚泥 []

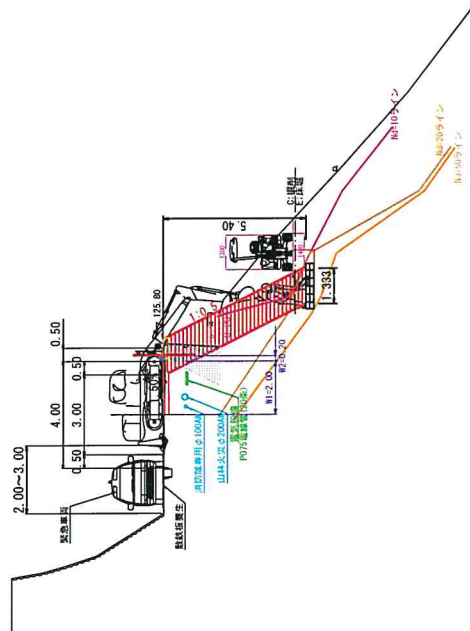
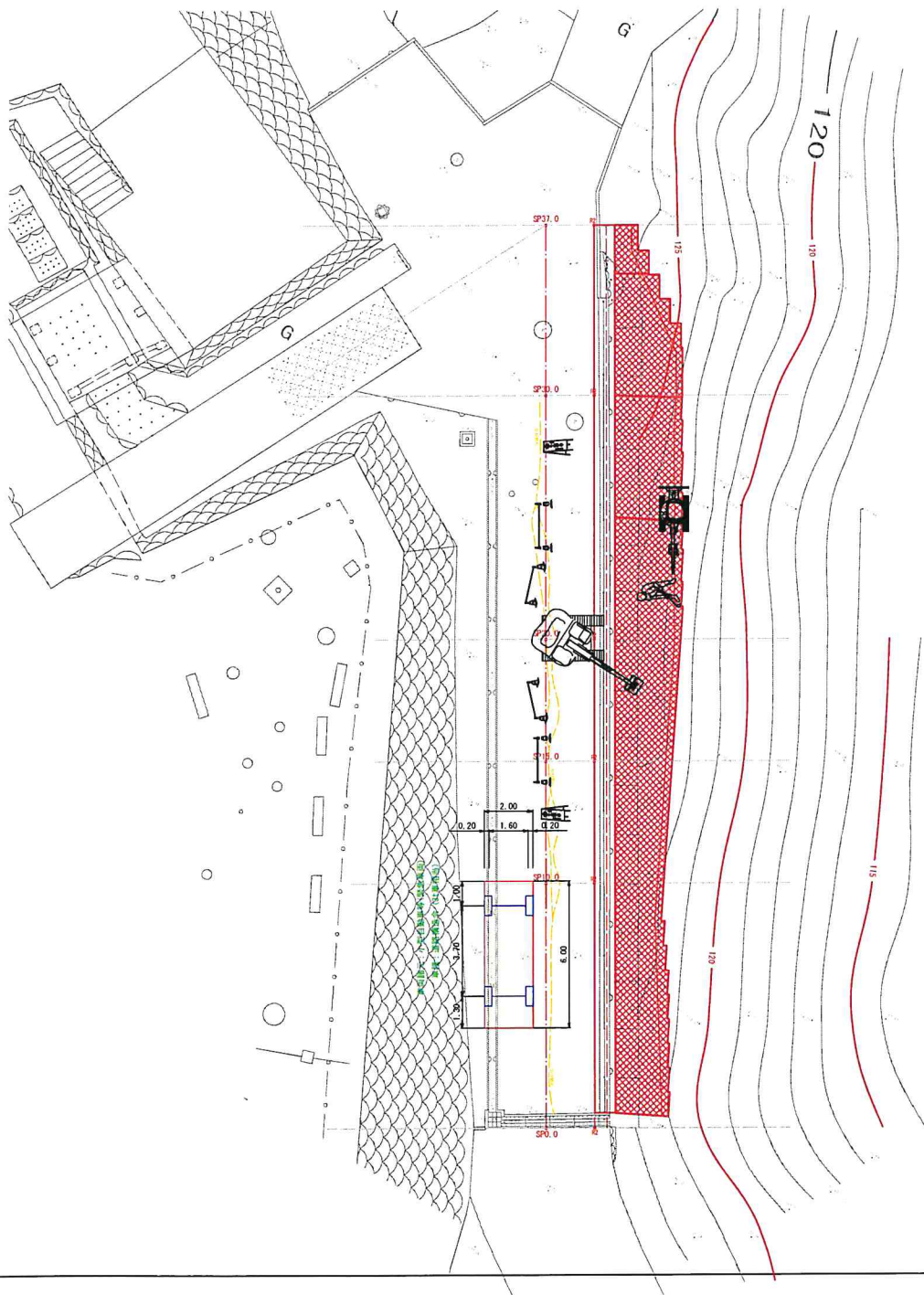
2-7 施 工 計 画

2-7 施工計画

(1) 施工手順



1. 道路土工では、施工基面より $H < 5.0$ までを床掘り（平均施工幅1m以上2m未満）として、それ以下を床掘り（小規模）とする。
2. 既設路側擁壁は、計画躯体に影響する範囲のみ取壊し、既設地下埋設管渠には十分注意して施工すること。
3. 常時、緊急車両の通行に支障のないよう、幅員3.00程度は確保すること。

[illegible]

[illegible][illegible]

(3) 交通誘導整備員期間算定表

[illegible]