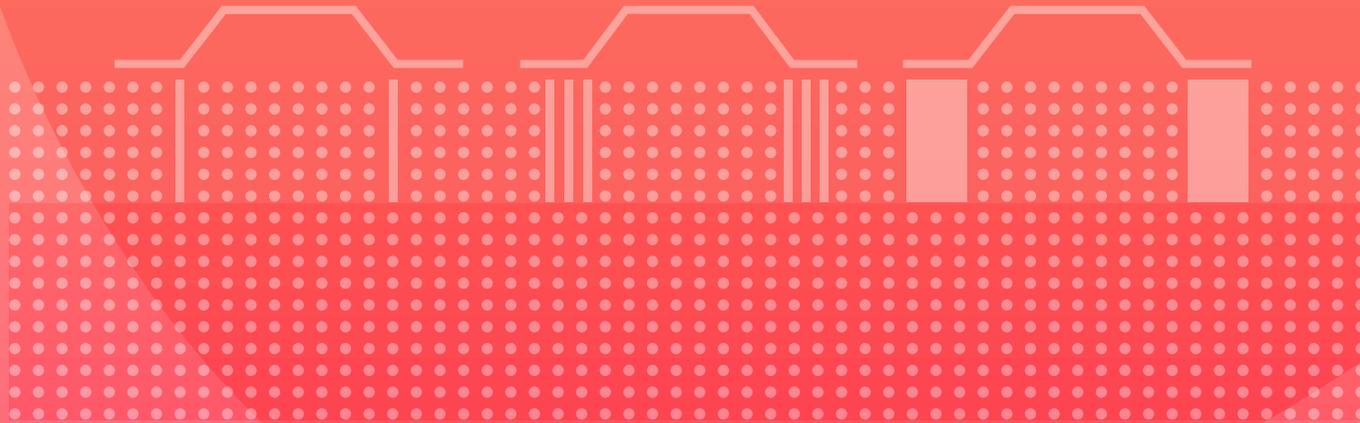


# SOLIFLUK PE

## 設計計算検証事例集



MIDAS

# CONTENTS

## SOLIFLUK PEを用いた設計計算検証例

固結工法による対策その1 .....	1
固結工法による対策その2 .....	11
鋼部材を用いた工法による対策その1 .....	23
鋼部材を用いた工法による対策その2 .....	31

SOLIFLUK PEを用いた設計計算検証例

固結工法による対策

# SOLIFLUK PE を用いた設計計算検証例

## - 固結工法による対策(その1) -

### 対策工諸元設定計算書

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	目次
------------------------	----

### 目次

#### 1章 設計概要

- 1.1 工事概要
- 1.2 対策工概要
- 1.3 準拠基準
- 1.4 検討項目
- 1.5 使用ソフトウェア

#### 2章 結果要約

- 2.1 外的安定の検討
- 2.2 内的安定の検討

#### 3章 設計条件

- 3.1 設計対象
- 3.2 堤防概要
- 3.3 地盤条件
- 3.4 改良計画
- 3.5 外力条件

#### 4章 外的安定の検討

- 4.1 活動の検討
- 4.2 支持力の検討

#### 5章 内的安定の検討

- 5.1 水平せん断の検討
- 5.2 抜きせん断の検討
- 5.3 鉛直せん断の検討

#### 6章 結果グラフ

- 6.1 深度別の結果グラフ

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	1章 設計概要
------------------------	---------

## 1章 設計概要

### 1.1 工事概要

- プロジェクト名 : SOLIFLUK PEを用いた設計計算検証例
- 日付 :
- 会社名 :
- 説明 :

### 1.2 対策工概要

- 対策工法 : 固結工法
- 改良形状 : 格子状

### 1.3 準拠基準

- 設計基準 : 河川堤防の液状化対策手引き(国立研究開発法人土木研究所、平成28年)

### 1.4 検討項目

- ▶ 固結工法では大きく、外的安定性と内的安定性について調査を行います。

#### 1) 外的安定性の検討

##### (1) 活動の検討

- 外力によって改良地盤底面に作用するせん断とせん断抵抗力を求め安全率を算出し、その値が設計安全率以上となることを照査します。

設計安全率	1.00
-------	------

対策工諸元設定計算書

##### (2) 支持力の検討

- 外力によって改良地盤底面に作用する鉛直地盤反力と極限支持力を求め安全率を算出し、その値が設計安全率以上となることを照査します。

設計安全率	1.00
-------	------

#### 2) 内的安定性の検討

- 外力に対して対策工が内的安定を損わないよう水平せん断、格子壁抜出しせん断、鉛直せん断の検討を行い、各検討において改良体に作用するせん断応力が改良体の設計せん断強さを超えないことを照査します。但し、改良形状がブロック状の場合は、格子壁面の抜出しせん断については検討しません。

改良体のせん断強さ (kN/m <sup>2</sup> )	150.0
--------------------------------	-------

### 1.5 使用ソフトウェア

- 対策工諸元設定 : SOLIFLUK Ver.1.0.0 -対策工諸元設定モジュール

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	2章 結果要約
------------------------	---------

## 2章 結果要約

### 2.1 外的安定性の検討

外的安定性の検討として、活動と支持力に対する安定性の検討結果を示します。

検討項目	判定	設計安全率	安全率 Fs
活動	O.K.	1.00	1.09
支持力	O.K.	1.00	1.56

### 2.2 内的安定性の検討

内的安定性の検討として、水平せん断、格子壁の抜出しせん断、鉛直せん断に対する安定性の検討結果を示します。ここに示す安全率は改良体の深度別に計算される安全率の中からの最小値です。

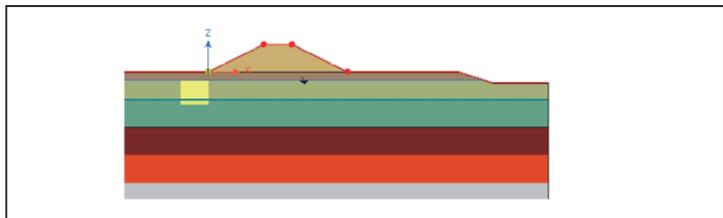
検討項目	判定	安全率 F <sub>s</sub>	設計強度 τ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	τ (kN/m <sup>2</sup> )
水平せん断	O.K.	2.17	150.0	69.0
抜出しせん断	O.K.	2.98	150.0	50.3
鉛直せん断	O.K.	1.03	150.0	144.9

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	3章 設計条件
------------------------	---------

## 3章 設計条件

### 3.1 設計対象

- 3.1.1 対象の堤防と基礎地盤 SOLIFLUK PEを用いた設計計算検証例



### 3.2 堤防概要

#### 3.2.1 堤防形状の諸元

項目	共通		川表側		川裏側	
	法尻(川表)	法尻(川裏)	堤防高さ(H <sub>1</sub> )	堤防平均法面勾配(n <sub>1</sub> 割)	堤防高さ(H <sub>2</sub> )	平均法面勾配(n <sub>2</sub> 割)
法尻(川表)の水平座標 (m)	25.00					
法尻(川裏)の水平座標 (m)		0.00				
堤防幅 (m)		25.00				
天端幅 (B <sub>u</sub> ) (m)		5.00				
堤防高さ (H <sub>1</sub> ) (m)			5.00			
堤防平均法面勾配 (n <sub>1</sub> 割)			2.00			
堤防高さ (H <sub>2</sub> ) (m)				5.00		
平均法面勾配 (n <sub>2</sub> 割)				2.00		

### 3.3 地盤条件

#### 3.3.1 地盤物性

- ▶ 地下水位高 (m) : -1.50

##### ▶ 地盤物性

土質名	土層区分		深さ (m)		γ <sub>t</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	F <sub>1</sub> 値		N <sub>60</sub> 値	F <sub>C</sub> (%)
	受動側	主動側	上端	下端			受動側	主動側		
堤体	非液状化層	非液状化層	5.0	0.0	18.0	18.0	1.50	1.50	5.0	35.0
As1_上	非液状化層	非液状化層	0.0	-1.5	18.0	18.0	1.50	1.50	3.5	16.0
As1_下	液状化層	液状化層	-1.5	-5.0	18.0	18.0	0.82	0.98	3.5	16.0
As2	準液状化層	非液状化層	-5.0	-10.0	19.0	19.0	1.18	1.43	16.0	13.0
Ac1-1	非液状化層	非液状化層	-10.0	-15.0	17.0	17.0	1.50	1.50	2.4	74.0
Ac1-2	非液状化層	非液状化層	-15.0	-20.0	17.0	17.0	1.50	1.50	2.4	74.0
Dg	非液状化層	非液状化層	-20.0	-23.0	21.0	21.0	1.50	1.50	50.0	80.0

#### ▶ 地盤変形特性パラメータ

土質名	土層区分		粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	摩擦角 φ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	静止土圧係数 K <sub>0</sub>
	受動側	主動側					
堤体	非液状化層	非液状化層	0.0	30.0	0.30	20000.0	0.5
As1_上	非液状化層	非液状化層	0.0	30.0	0.30	20000.0	0.5
As1_下	液状化層	液状化層	0.0	30.0	0.30	20000.0	0.5
As2	準液状化層	非液状化層	0.0	35.0	0.30	20000.0	0.5
Ac1-1	非液状化層	非液状化層	45.0	0.0	0.30	20000.0	0.5
Ac1-2	非液状化層	非液状化層	55.0	0.0	0.30	20000.0	0.5
Dg	非液状化層	非液状化層	0.0	40.0	0.30	20000.0	0.5

### 3.4 改良計画

#### 3.4.1 工法種類

対策工法	固結工法
改良形状	格子状

#### 3.4.2 対策工の断面諸元

改良形状	堤防縦断方向の長さ		堤防横断方向の長さ		改良率 η <sub>p</sub>	改良壁体の断面形状	
	L <sub>a1</sub> (m)	L <sub>a1</sub> (m)	L <sub>a2</sub> (m)	L <sub>a2</sub> (m)		l (m)	b (m)
	2.40	0.80	4.80	2.40	0.67	1.60	0.80

#### 3.4.3 対策工物性

##### ▶ 改良体の物性パラメータ

物性名	単位体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	設計せん断強度 τ <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
Koketsu	18.0	150.0

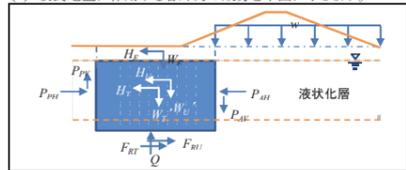
#### 3.4.4 改良範囲

改良範囲	基準位置 - x座標 (m)	
基準位置		0.00
堤防下部改良幅 B <sub>LE</sub> (m)		0.00
改良幅 B (m)		4.80
改良開始深さ D <sub>w1</sub> (m)		1.50
改良下端深さ D (m)		6.00
根入れ長 H <sub>i</sub> (m)		1.00

3.5 外力条件

3.5.1 荷重種類

- (1) 改良地盤に作用する外力として、自重、慣性力、土水圧を考慮します。
- (2) 改良地盤に作用する各外力の成分を下図に示します。



3.5.2 自重

- (1) 改良体に作用する自重には改良地盤の重量と盛土の重量を考慮します。

▶ 下表に改良地盤に作用する自重を示します。

W <sub>E</sub> (kN/m)	W (kN/m)	W <sub>T</sub> (kN/m)	W <sub>U</sub> (kN/m)	W' (kN/m)	W' <sub>T</sub> (kN/m)	W' <sub>U</sub> (kN/m)	w-受動側 (kN/m <sup>2</sup> )	w-主動側 (kN/m <sup>2</sup> )
129.6	390.4	259.2	131.2	174.4	115.2	59.2	-	54.0

- ここで、
- W<sub>E</sub> : 改良地盤の上面に載る盛土の重量
  - W : 改良地盤の全重量 (= W<sub>T</sub> + W<sub>U</sub>)
  - W<sub>T</sub> : 改良体の全重量
  - W<sub>U</sub> : 格子内部の未改良土の全重量 (= (1-ap)・W)
  - W' : 改良地盤の有効重量 (= W<sub>T</sub> + W<sub>U</sub>)
  - W'<sub>T</sub> : 改良体の有効重量
  - W'<sub>U</sub> : 格子内部の未改良土の有効重量 (= (1-ap)・W)
  - w : 盛土自重による鉛直荷重(但し、改良地盤の上面に載る盛土部は除く)

3.5.3 慣性力

- (1) 慣性力の計算に使用する設計水平震度k<sub>b</sub>を以下に示します。

$$k_b = C_z \times k_{G0} \times C_B$$

ここで、

k <sub>b</sub>	設計水平震度		
C <sub>z</sub>	地域別補正係数		
k <sub>G0</sub>	地盤種別による標準水平震度		
	I種	II種	III種
	0.12	0.15	0.18
C <sub>B</sub>	堤防規模別補正係数		
	B/H ≦ 10	10 < B/H ≦ 20	20 < B/H
	1.0	0.9	0.8

- (2) 慣性力は対象とする範囲の全重量に改良地盤底面における水平震度と低減係数α<sub>d</sub>を乗じて求めます。ここで、外的安定性の検討時は改良地盤底面の深さ方向に低減した水平震度k<sub>u</sub>を使用します。

$$k_u(z) = k_b \times (1 - 0.03z)$$

ここで、

- k<sub>u</sub> : 改良地盤底面深さで低減した水平震度
- z : 水平地盤高から改良地盤底面までの深さ

▶ 下表に本設計で適用した設計水平震度を示します。

k <sub>b</sub>	C <sub>z</sub>	k <sub>G0</sub>	C <sub>B</sub>	改良体底面 k <sub>u</sub>	改良体底面 z(m)	低減係数 α <sub>d</sub>
0.18	1.00	0.18	1.00	0.15	6.00	0.30

- (3) 改良体に作用する慣性力として改良地盤の慣性力と改良地盤の上面に載る盛土の慣性力を考慮します。  
※ 深度方向の慣性力の低減係数に用いるHは地表面からの深度を用います。

▶ 下表に改良地盤に作用する慣性力を示します。

H <sub>E</sub> (kN/m)	H (kN/m)	H <sub>T</sub> (kN/m)	H <sub>U</sub> (kN/m)
6.7	17.3	11.5	5.8

ここで、

- H<sub>E</sub> : 改良地盤の上面に載る盛土に作用する慣性力
- H : 改良地盤の慣性力 (= H<sub>T</sub> + H<sub>U</sub>)
- H<sub>T</sub> : 改良体に作用する慣性力
- H<sub>U</sub> : 格子内部の未改良土に作用する慣性力

3.5.4 土水圧

- (1) 土水圧には主動側の土水圧の合力(P<sub>AH</sub>, P<sub>AV</sub>)と受動側の土水圧の合力(P<sub>PH</sub>, P<sub>PV</sub>)を考慮します。

- (2) 深度別に土層区分による計算式を利用して土水圧を算出し、これを積分して土水圧の合力を求めます。

- (3) 水平成分の土水圧は以下の計算式から算出します。

▶ 完全液状化層 - 主動側

$$\sigma_u(z) = \sigma_v(z) + w + P_{du}(z, \gamma_{sat})$$

ここで、

- σ<sub>v</sub>(z) : 水平地盤の高さから深度zにおける土水圧の水平成分
- σ<sub>v</sub>(z) : 水平地盤の高さから深度zにおける鉛直応力(土載圧)
- P<sub>du</sub>(z, γ<sub>sat</sub>) : Westergaardの動水圧公式による土水圧の振動成分

$$P_{du}(z, \gamma_{sat}) = a_d \frac{7}{8} k_u(z) \times \gamma \sqrt{D_L \cdot z}$$

ここで、

- a<sub>d</sub> : 低減係数
- γ : 液体の単位体積重量
- k<sub>u</sub>(z) : 水平地盤の高さを基準に深度に応じて低減した水平震度
- D<sub>L</sub> : 地下水位高から完全液状化層下端までの深さ
- z : 地下水位高からの深さ

▶ 完全液状化層 - 受動側

$$\sigma_u(z) = \sigma_v(z) - P_{du}(z, \gamma_{sat})$$

▶ 非液状化層 - 主動側 : 以下から大きい方の値を使用

$$\sigma_u(z) = K_A \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + u(z) + \epsilon_u \cdot (1 - K_A) \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + P_{du}(z, \gamma_w + \epsilon_u \cdot \gamma)$$

$$\sigma_u(z) = K_{EA}' \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + u(z)$$

ここで、

- K<sub>A</sub> : 常時の主動土圧係数
- u(z) : 地下水位高から深度zにおける静水圧
- ε<sub>u</sub> : 過剰間隙水圧比
- P<sub>du</sub>(z, γ<sub>w</sub> + ε<sub>u</sub>・γ) : Westergaardの動水圧公式による土水圧の振動成分
- K<sub>EA</sub>' : 過剰間隙水圧の上昇を考慮した内部摩擦角 φ' の地震時主動土圧係数

▶ 非液状化層 - 受動側 : 以下から小さい方の値を使用

$$\sigma_u(z) = K_P \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + u(z) + \epsilon_u \cdot (1 - K_P) \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} - P_{du}(z, \gamma_w + \epsilon_u \cdot \gamma)$$

$$\sigma_u(z) = K_{EP}' \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + u(z)$$

ここで、

- K<sub>P</sub> : 常時の受動土圧係数
- K<sub>EP</sub>' : 過剰間隙水圧の上昇を考慮した内部摩擦角 φ' の地震時受動土圧係数

▶ 非液状化層 - 主動側

$$\sigma_u(z) = K_{EA} \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} - 2cv(K_{EA}) + u(z)$$

ここで、

- K<sub>EA</sub> : 地震時の主動土圧係数
- c : 粘着力

▶ 非液状化層 - 受動側

$$\sigma_u(z) = K_{EP} \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + 2cv(K_{EP}) + u(z)$$

ここで、

- K<sub>EP</sub> : 地震時の受動土圧係数

表 - 土圧係数算定式一覧

主動土圧係数	土層区分		物性情報 (°)							
	受動側	主動側	共通		受動側		主動側			
			φ	δ	θ	φ'	δ'	θ	φ'	δ'
As1_下	完全	完全	30.0	15.0	5.05	0.00	0.00	4.08	0.00	0.00
As2	準	非	35.0	17.5	5.70	25.35	12.67	4.79	35.00	17.50

土質名	土層区分		常時土圧係数		地震時土圧係数		過剰間隙水圧考慮	
	受動側	主動側	K <sub>P</sub>	K <sub>A</sub>	K <sub>EP</sub>	K <sub>EA</sub>	K <sub>EP</sub> '	K <sub>EA</sub> '
As1_下	完全	完全	1.00	1.00	1.82	0.34	1.00	1.01
As2	準	非	2.03	0.23	1.99	0.28	1.66	0.28

▶ 下表に対策工に作用する深度別の土水圧を示します。

深さ (m)	土層区分		共通		土水圧-受動側					土水圧-主動側			
	受動側	主動側	σ <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>v</sub> ' (kN/m <sup>2</sup> )	u (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>du</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>u</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>PH</sub> (kN/m)	P <sub>PV</sub> (kN/m)	P <sub>du</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>u</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>AH</sub> (kN/m)	P <sub>AV</sub> (kN/m)
1.50	完全	完全	27.0	27.0	0.0	0.0	27.0	37.2	10.0	0.0	81.0	32.8	8.8
2.00	完全	完全	36.0	31.0	5.0	1.6	34.4	52.6	10.0	1.1	91.1	75.8	8.8
2.50	完全	完全	45.0	35.0	10.0	2.3	42.7	71.8	10.0	1.5	100.5	123.7	8.8
3.00	完全	完全	54.0	39.0	15.0	2.8	51.2	95.3	10.0	1.8	109.8	176.3	8.8
3.50	完全	完全	63.0	43.0	20.0	3.1	59.9	123.1	10.0	2.0	119.0	233.5	8.8
4.00	完全	完全	72.0	47.0	25.0	3.5	68.5	155.2	10.0	2.2	128.2	295.3	8.8
4.50	完全	完全	81.0	51.0	30.0	3.7	77.3	191.6	10.0	2.4	137.4	361.7	8.8
5.00	完全	完全	90.0	55.0	35.0	3.9	86.1	232.5	10.0	2.5	146.5	432.7	8.8
5.50	準	非	99.5	59.5	40.0	3.0	138.5	298.6	24.8	0.0	71.9	467.1	19.6
6.00	準	非	109.0	64.0	45.0	3.1	151.0	371.0	41.1	0.0	78.2	504.6	31.5

※ 上表における深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

ここで、

- P<sub>AH</sub> : 改良地盤の主動側(盛土側)に作用する土水圧合力の水平成分
- P<sub>AV</sub> : 改良地盤の主動側に作用する土水圧合力の鉛直成分
- P<sub>PH</sub> : 改良地盤の受動側(水平地盤側)に作用する土水圧合力の水平成分
- P<sub>PV</sub> : 改良地盤の受動側に作用する土水圧合力の鉛直成分

- (4) 鉛直成分の土水圧は水平成分の土水圧にtanδまたはtanδ'を乗じて求めます。

ここで、 δ : 改良体と周辺地盤の壁面摩擦角、δ = φ/2

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	4章 外的安定の検討
------------------------	------------

4章 外的安定の検討

4.1 活動の検討

$$F_s = \frac{P_{PH} + F_R}{H + H_E + P_{AH}}$$

$$F_R = F_{RT} + F_{RU} = c_B \cdot B + (W' + W_E + P_{AV} - P_{PV}) \cdot \tan \phi_B$$

改良地盤の受動側に作用する土水圧合力の水平分力	$P_{PH} = 371.0$ (kN/m)
改良体底面に作用するせん断抵抗力	$F_{RT} = 164.7$ (kN/m)
未改良土に作用するせん断抵抗力(根入れが前提)	$F_{RU} = 41.5$ (kN/m)
改良地盤底面に作用するせん断抵抗力	$F_R = 206.1$ (kN/m)

改良地盤の慣性力	$H = 17.3$ (kN/m)
改良地盤の上面に載る盛土に作用する慣性力	$H_E = 6.7$ (kN/m)
改良地盤の主動側に作用する土水圧合力の水平成分	$P_{AH} = 504.6$ (kN/m)

活動の検討	設計安全率	安全率 Fs
O.K.	1.00	1.09

4.2 支持力の検討

4.2.1 外力の補正

(1) 受動側の支持層及び非液状化層から作用する土水圧合力と改良地盤底面のせん断抵抗力を補正します。

$$f = \frac{\text{対策工諸元設定計算書}}{206.10 + 37.22 + 138.53} = 0.87$$

A. 受動側で抵抗力を発揮する土水圧合力の成分

土質名	土層区分	$P_{PH}$ (kN/m)	$y_{PH}$ (m)	$P_{PV}$ (kN/m)
As1_上	非液状化層	37.2	4.7	10.0
As2	準液状化層	138.5	0.5	31.2

改良地盤底面に作用するせん断抵抗力  $F_R = 206.1$  (kN/m)

B. 受動側で抵抗力を発揮しない土水圧合力の成分

土質名	土層区分	$P_{PH}$ (kN/m)	$y_{PH}$ (m)	$P_{PV}$ (kN/m)
As1_下	液状化層	195.3	2.5	0.0

C. 主動側の水平力

改良地盤の慣性力	$H = 17.3$ (kN/m)
改良地盤の上面に載る盛土に作用する慣性力	$H_E = 6.7$ (kN/m)
改良地盤の主動側に作用する土水圧合力の水平成分	$P_{AH} = 504.6$ (kN/m)

4.2.2 鉛直地盤反力  $Q_V$

$$Q_V = 174.40 + 129.60 + 31.47 - 0.87 \cdot 9.97 - 0.00 - 0.87 \cdot 31.15 = 294.3 \text{ (kN/m)}$$

改良地盤の有効重量	$W' = 174.4$ (kN/m)
改良地盤の上面に載る盛土の重量	$W_E = 129.6$ (kN/m)

▶ 鉛直荷重の偏心量の計算

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

$$V = Q_V$$

$$M = M_R - M_D$$

改良幅	$B = 4.80$ (m)
$W_E$ 作用位置 - 改良地盤端(水平地盤)からの水平距離	$x_{WE} = 2.40$ (m)

$H, H_E, P_{AH}$  が作用する位置(重心位置)の改良地盤底面からの高さ

$y_{H}$	$= 2.25$ (m)
$y_{HE}$	$= 5.25$ (m)
$y_{PAH}$	$= 2.46$ (m)

抵抗モーメント	$M_R = 1588.6$ (kN/m・m)
転倒モーメント	$M_D = 1314.3$ (kN/m・m)

改良地盤底面に作用する力以外によるモーメント	$M = 274.3$ (kN/m・m)
改良地盤底面に作用する力以外による鉛直力	$V = 294.3$ (kN/m)
鉛直荷重の偏心量	$e = 1.47$ (m)

4.2.3 極限支持力  $Q_U$

$$Q_U = B_E \cdot \{ \alpha c_B N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 1/2 \gamma'_B \beta B E N_\gamma S_\gamma \}$$

支持層の粘着力	$c_B = 0.0$ (kN/m <sup>2</sup> )
上載荷重(改良地盤底面高さにおける鉛直有効応力 $\sigma'_V$ )	$q = 64.0$ (kN/m <sup>2</sup> )
荷重の偏心を考慮した有効載荷幅 (= B-2e)	$B_E = 1.86$ (m)
支持層の有効単位体積重量	$\gamma'_B = 9.0$ (kN/m <sup>3</sup> )

基礎の形状係数	$\alpha, \beta = 1.00$
根入れ効果に対する割増し係数	$\kappa = 1.16$
支持力係数の寸法効果に関する補正係数	$S_c = 1.00$
	$S_q = 0.54$
	$S_\gamma = 0.81$

荷重の傾斜 (= $H_B/V$ )	$\tan \theta = 0.61$ (rad)
支持層の内部摩擦角	$\phi = 35.00$ (°)

荷重の傾斜を考慮した支持力係数	$N_c = 10.15$
	$N_q = 5.89$
	$N_\gamma = 1.46$

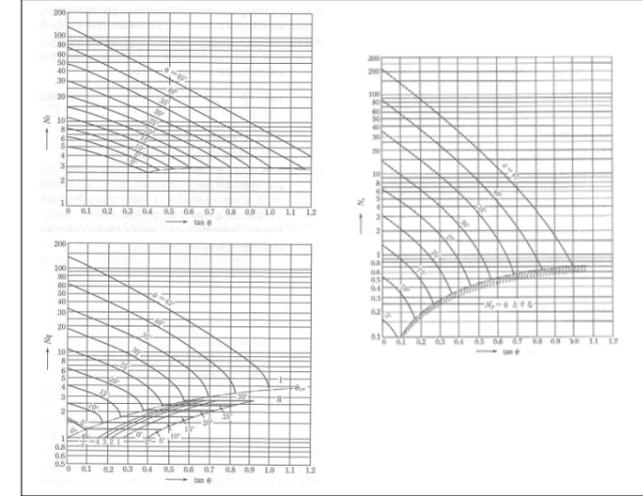
荷重偏心傾斜、寸法、根入れ深さを考慮した極限支持力	$Q_U = 458.1$ (kN/m)
---------------------------	----------------------

4.2.4 安全率

$$F_s = \frac{Q_U}{Q_V}$$

支持力の検討	設計安全率	安全率 Fs
O.K.	1.00	1.56

[参考] 支持力係数算出グラフ - 道路橋示方書・同解説・IV下部構造編



SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	5章 内的安定の検討
------------------------	------------

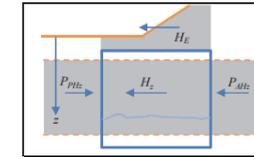
5章 内的安定の検討

5.1 水平せん断の検討

$$F_s = \frac{\tau_a}{\tau_1}$$

・改良体に作用する水平せん断応力  $\tau_1$

$$\tau_1 = \frac{H_Z + H_E + P_{AHZ} - P_{PHZ}}{a_p \times B}$$



ここで、

$H_Z$	: 検討する深度の上部の改良地盤に作用する慣性力
$P_{AHZ}$	: 検討する深度の上部の改良地盤に作用する主動側土水圧合力
$P_{PHZ}$	: 検討する深度の上部の改良地盤に作用する受動側土水圧合力

改良体のせん断強度	$\tau_a = 150.0$ (kN/m <sup>2</sup> )
-----------	---------------------------------------

改良地盤の上面に載る盛土に作用する慣性力	$H_E = 6.7$ (kN/m)
改良率	$a_p = 0.67$
改良地盤の幅	$B = 4.80$ (m)

▶ 最小安全率

安全率 Fs	$\tau_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_1$ (kN/m <sup>2</sup> )
2.17	150.0	69.0

▶ 深度別の詳細結果

深さ (m)	対策工諸元設定計算書	$\tau_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$H_Z$ (kN/m)	$P_{AHZ}$ (kN/m)	$P_{PHZ}$ (kN/m)
1.50	210.87	0.7	0.0	32.8	37.2
2.00	14.93	10.0	2.2	75.8	52.6
2.50	7.63	19.7	4.3	123.7	71.8
3.00	5.10	29.4	6.4	176.3	95.3
3.50	3.83	39.2	8.4	233.5	123.1
4.00	3.06	49.1	10.3	295.3	155.2
4.50	2.54	59.0	12.2	361.7	191.6
5.00	2.17	69.0	13.9	432.7	232.5
5.50	2.52	59.6	15.6	467.1	298.6
6.00	3.05	49.2	17.3	504.6	371.0

※ 上表における深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

5.2 抜出しせん断の検討

$$F_s = \frac{\tau_a}{\tau_2}$$

・検討する深度が改良地盤底面の場合

$$\tau_2 = \frac{(H_{TZ} + P_{AHZ} - P_{OHZ}) \cdot l}{2bz}$$

・検討する深度が上記以外の場合

$$\tau_2 = \frac{(H_{TZ} + P_{AHZ} - P_{OHZ}) \cdot l}{2bz + bl}$$

ここで、

- $\tau_2$  : 改良壁体に作用する抜出しせん断応力
- $H_{TZ}$  : 検討する深度の上部の改良壁体に作用する慣性力
- $P_{AHZ}$  : 検討する深度の上部の改良地盤に作用する主動側土水圧合力
- $P_{OHZ}$  : 検討する深度の上部の改良壁体に格子内部から作用する静止土水圧合力

改良体のせん断強度  $\tau_a = 150.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

対象とする改良壁体の堤防延長方向の長さ  $l = 1.60 \text{ (m)}$   
 改良壁体の厚さ  $b = 0.80 \text{ (m)}$

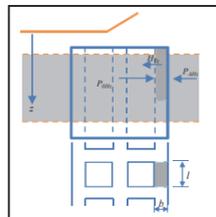
▶ 最小安全率

安全率 $F_s$	$\tau_a$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\tau_2$ ( $\text{kN/m}^2$ )
2.98	150.0	50.3

▶ 深度別の詳細結果

深さ (m)	$F_s$	$\tau_2$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$H_{TZ}$ ( $\text{kN/m}$ )	$P_{AHZ}$ ( $\text{kN/m}$ )	$P_{OHZ}$ ( $\text{kN/m}$ )
1.50	15.21	9.9	0.0	32.8	10.1
2.00	7.30	20.6	0.4	75.8	18.6
2.50	5.28	28.4	0.7	123.7	30.6
3.00	4.34	34.5	1.1	176.3	46.1
3.50	3.80	39.5	1.4	233.5	65.1
4.00	3.44	43.6	1.7	295.3	87.6
4.50	3.18	47.2	2.0	361.7	113.6
5.00	2.98	50.3	2.3	432.7	143.1
5.50	3.22	46.6	2.6	467.1	176.2
6.00	3.06	49.1	2.9	504.6	212.9

※ 上表における深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。



5.3 鉛直せん断の検討

$$F_s = \frac{\tau_a}{\tau_v}$$

・改良体底面に作用する鉛直せん断応力  $\tau_v$

$$\tau_v = \frac{(P_{PV} + Q_{Vx} - W'_x - W_{Ex}) \cdot L}{D_T \times L_T}$$

ここで、

- $Q_{Vx}$  : 改良地盤前趾(x=0)から鉛直せん断を検討する断面までの地盤反力の合力
- $W'_x$  : " 改良地盤の有効重量
- $W_{Ex}$  : " 改良地盤上面に載る盛土の全重量
- $V_{Sx}$  : " サクシヨンの合力

改良体のせん断強度  $\tau_a = 150.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

改良地盤の受動側に作用する土水圧合力の鉛直成分  $P_{PV} = 41.1 \text{ (kN/m)}$   
 堤防縦断方向の改良地盤1ユニットの長さ  $L = 2.40 \text{ (m)}$   
 改良地盤の高さ  $D_T = 4.50 \text{ (m)}$   
 堤防縦断方向の改良地盤1ユニットの内改良壁体の長さ  $L_T = 0.80 \text{ (m)}$

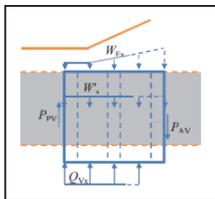
▶ 最小安全率

安全率 $F_s$	$\tau_a$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\tau_v$ ( $\text{kN/m}^2$ )
1.03	150.0	144.9

▶ 底面水平距離別の詳細結果

水平距離 (m)	$F_s$	$\tau_v$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$Q_{Vx}$ ( $\text{kN/m}$ )	$W'_x$ ( $\text{kN/m}$ )	$W_{Ex}$ ( $\text{kN/m}$ )
0.00	5.47	27.4	0.0	0.0	0.0
0.50	2.54	58.9	79.0	18.2	13.5
1.00	1.66	90.5	157.9	36.3	27.0
1.50	1.23	122.0	236.9	54.5	40.5
1.86	1.03	144.9	294.3	67.7	50.3
2.00	1.08	139.2	294.3	72.7	54.0
2.50	1.27	118.1	294.3	90.8	67.5
3.00	1.55	97.0	294.3	109.0	81.0
3.50	1.98	75.9	294.3	127.2	94.5
4.00	2.74	54.8	294.3	145.3	108.0
4.50	4.46	33.6	294.3	163.5	121.5
4.80	7.15	21.0	294.3	174.4	129.6

※ 上表における水平距離は、対策工底面の端部(水平地盤側)を基準とした距離です。

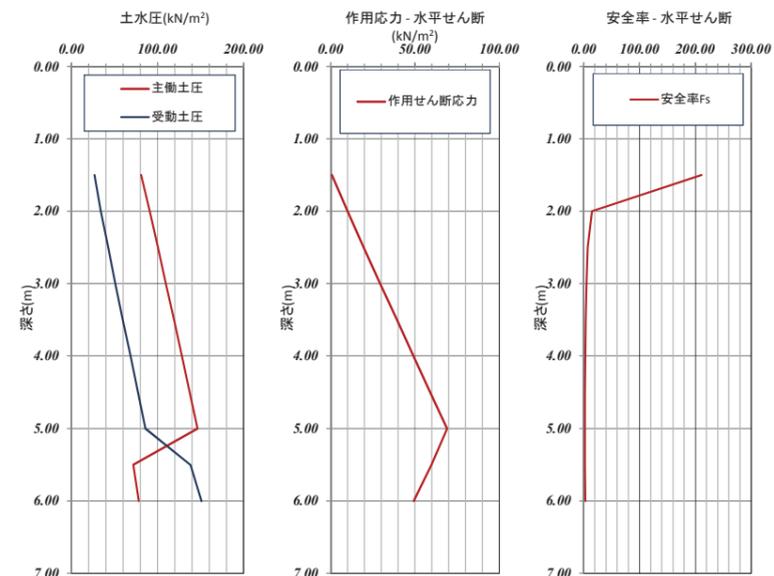


SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	6章 結果グラフ
---------------------	----------

6章 結果グラフ

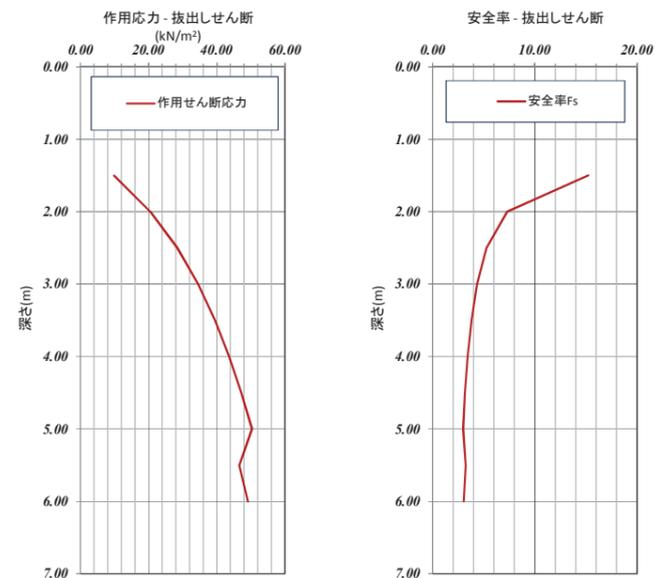
6.1 深度別の結果グラフ

▶ 深度別に対策工に作用す SOLIFLUK PE を用いた設計計算検証例



※ 上グラフにおける深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

▶ 深度別に格子壁に発生する抜出しせん断とそれに対する内的安定性の結果を示します。



※ 上グラフにおける深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。



SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	1章 設計概要
------------------------	---------

1章 設計概要

1.1 工事概要

- 1) プロジェクト名 : SOLIFLUK PEを用いた設計計算検証例
- 2) 日付 :
- 3) 会社名 :
- 4) 説明 :

1.2 対策工概要

- 1) 対策工法 : 固結工法
- 2) 改良形状 : 格子状

1.3 標準基準

- 1) 設計基準 : 河川堤防の液状化対策手引き(国立研究開発法人土木研究所、平成28年)

1.4 検討項目

- ▶ 固結工法では大きく、外的安定性と内的安定性について調査を行います。

1) 外的安定性の検討

(1) 活動の検討

- : 外力によって改良地盤底面に作用するせん断とせん断抵抗力を求め安全率を算出し、その値が設計安全率以上となることを照査します。

設計安全率	1.00
-------	------

(2) 支持力の検討

- : 外力によって改良地盤底面に作用する鉛直地盤反力と極限支持力を求め安全率を算出し、その値が設計安全率以上となることを照査します。

設計安全率	1.00
-------	------

2) 内的安定性の検討

- : 外力に対して対策工が内的安定を損わないよう水平せん断、格子壁拔出しせん断、鉛直せん断の検討を行い、各検討において改良体に作用するせん断応力が改良体の設計せん断強さを超えないことを照査します。但し、改良形状がブロック状の場合は、格子壁面の拔出しせん断については検討しません。

改良体のせん断強さ (kN/m <sup>2</sup> )	250.0
--------------------------------	-------

1.5 使用ソフトウェア

- 1) 対策工諸元設定 : SOLIFLUK Ver.1.0.0 - 対策工諸元設定モジュール

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	2章 結果要約
------------------------	---------

2章 結果要約

2.1 外的安定性の検討

外的安定性の検討として、活動と支持力に対する安定性の検討結果を示します。

検討項目	判定	設計安全率	安全率 Fs
活動	O.K.	1.00	1.28
支持力	O.K.	1.00	1.87

2.2 内的安定性の検討

内的安定性の検討として、水平せん断、格子壁の拔出しせん断、鉛直せん断に対する安定性の検討結果を示します。ここに示す安全率は改良体の深度別に計算される安全率の中からの最小値です。

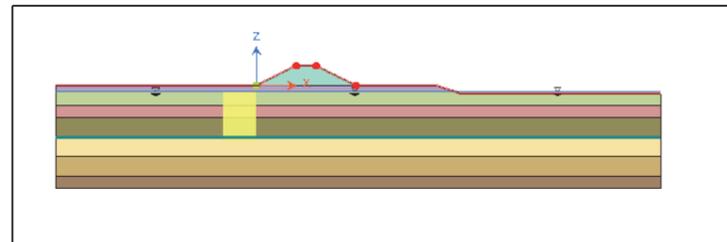
検討項目	判定	安全率 Fs	設計強度 τ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	τ (kN/m <sup>2</sup> )
水平せん断	O.K.	6.28	250.0	39.8
拔出しせん断	O.K.	2.16	250.0	115.7
鉛直せん断	O.K.	1.18	250.0	211.0

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	3章 設計条件
------------------------	---------

3章 設計条件

3.1 設計対象

3.1.1 対象の堤防と基礎地盤



3.2 堤防概要

3.2.1 堤防形状の諸元

項目	共通	川表側	川裏側
法尻(川表)の水平座標 (m)	25.00		
法尻(川裏)の水平座標 (m)	0.00		
堤防幅 (m)	25.00		
天端幅 (B <sub>u</sub> , m)	5.00		
堤防高さ (H <sub>1</sub> , m)	5.00		
堤防平均法面勾配 (n <sub>1</sub> , 割)	2.00		
堤防高さ (H <sub>2</sub> , m)	5.00		
平均法面勾配 (n <sub>2</sub> , 割)	2.00		

3.3 地盤条件

3.3.1 地盤物性

- ▶ 地下水位高 (m) : -1.50

▶ 地盤物性

土質名	土層区分		深さ (m)		γ <sub>t</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	F <sub>1</sub> 値		N <sub>60</sub> 値	F <sub>c</sub> (%)
	受動側	主動側	上端	下端			受動側	主動側		
堤体	非液状化層	非液状化層	5.0	0.0	18.0	18.0	1.50	1.50	5.0	35.0
As1_上	非液状化層	非液状化層	0.0	-1.5	18.0	18.0	1.50	1.50	3.5	22.0
As1_下	液状化層	準液状化層	-1.5	-5.0	18.0	18.0	0.89	1.06	3.5	22.0
Ac1	非液状化層	非液状化層	-5.0	-8.0	17.0	17.0	1.50	1.50	1.3	65.0
As2	液状化層	準液状化層	-8.0	-13.0	19.0	19.0	0.87	1.05	10.6	18.0
Ac2-1	非液状化層	非液状化層	-13.0	-18.0	17.0	17.0	1.50	1.50	1.6	87.0
Ac2-2	非液状化層	非液状化層	-18.0	-23.0	17.0	17.0	1.50	1.50	1.6	87.0
Dg	非液状化層	非液状化層	-23.0	-26.0	21.0	21.0	1.50	1.50	50.0	1.0

- ▶ 地盤変形特性パラメータ

土質名	土層区分		粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	摩擦角 φ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	静止土圧係数 K0
	受動側	主動側					
堤体	非液状化層	非液状化層	0.0	30.0	0.30	20000.0	0.5
As1_上	非液状化層	非液状化層	0.0	30.0	0.30	20000.0	0.5
As1_下	液状化層	準液状化層	0.0	30.0	0.30	20000.0	0.5
Ac1	非液状化層	非液状化層	40.0	0.0	0.30	20000.0	0.5
As2	液状化層	準液状化層	0.0	30.0	0.30	20000.0	0.5
Ac2-1	非液状化層	非液状化層	55.0	0.0	0.30	20000.0	0.5
Ac2-2	非液状化層	非液状化層	70.0	0.0	0.30	20000.0	0.5
Dg	非液状化層	非液状化層	0.0	40.0	0.30	20000.0	0.5

3.4 改良計画

3.4.1 工法種類

対策工法	固結工法
改良形状	格子状

3.4.2 対策工の断面諸元

改良形状	堤防縦断方向の長さ		堤防横断方向の長さ		改良率 α <sub>p</sub>	改良壁体の断面形状	
	L <sub>u1</sub> (m)	L <sub>e1</sub> (m)	L <sub>u2</sub> (m)	L <sub>e2</sub> (m)		l (m)	b (m)
	4.80	0.80	8.00	3.20	0.50	4.00	0.80

3.4.3 対策工物性

- ▶ 改良体の物性パラメータ

物性名	単位体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	設計せん断強度 τ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
固結	18.0	250.0

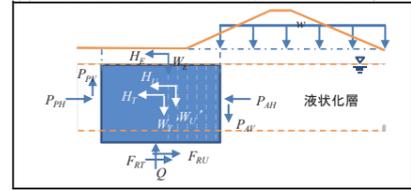
3.4.4 改良範囲

改良範囲	基準位置 - x座標 (m)	0.00
堤防下部改良幅 B <sub>LE</sub> (m)	0.00	
改良幅 B (m)	8.00	
改良開始深さ D <sub>w1</sub> (m)	1.50	
改良下端深さ D (m)	14.00	
根入れ長 H <sub>1</sub> (m)	1.00	

3.5 外力条件

3.5.1 荷重種類

- (1) 改良地盤に作用する外力として、自重、慣性力、土水圧を考慮します。
- (2) 改良地盤に作用する各外力の成分を下図に示します。



3.5.2 自重

- (1) 改良体に作用する自重には改良地盤の重量と盛土の重量を考慮します。

▶ 下表に改良地盤に作用する自重を示します。

W <sub>E</sub> (kN/m)	W (kN/m)	W <sub>T</sub> (kN/m)	W <sub>U</sub> (kN/m)	W' (kN/m)	W' <sub>T</sub> (kN/m)	W' <sub>U</sub> (kN/m)	w-受動側 (kN/m <sup>2</sup> )	w-主動側 (kN/m <sup>2</sup> )
216.0	1804.0	900.0	904.0	804.0	400.0	404.0	-	54.0

- ここで、
- W<sub>E</sub> : 改良地盤の上面に載る盛土の重量
  - W : 改良地盤の全重量 (= W<sub>T</sub> + W<sub>U</sub>)
  - W<sub>T</sub> : 改良体の全重量
  - W<sub>U</sub> : 格子内部の未改良土の全重量 (= (1-ap)・W)
  - W' : 改良地盤の有効重量 (= W<sub>T</sub> + W'<sub>U</sub>)
  - W'<sub>T</sub> : 改良体の有効重量
  - W'<sub>U</sub> : 格子内部の未改良土の有効重量 (= (1-ap)・W)
  - w : 盛土自重による鉛直荷重(但し、改良地盤の上面に載る盛土部は除く)

3.5.3 慣性力

- (1) 慣性力の計算に使用する設計水平震度k<sub>b</sub>を以下に示します。

$$k_b = C_z \times k_{G0} \times C_B$$

ここで、

k <sub>b</sub> : 設計水平震度	C <sub>Z</sub> : 地域別補正係数	k <sub>G0</sub> : 地盤種別による標準水平震度		
		I種	II種	III種
		0.12	0.15	0.18
C <sub>B</sub> : 堤防規模別補正係数				
	B/H ≧ 10	0 < B/H ≦ 20	20 < B/H	
	1.0	0.9	0.8	

- (2) 慣性力は対象とする範囲の全重量に改良地盤底面における水平震度と低減係数α<sub>d</sub>を乗じて求めます。

- (3) 改良体に作用する慣性力として改良地盤の慣性力と改良地盤の上面に載る盛土の慣性力を考慮します。

※ 深度方向の慣性力の低減係数に用いるHは地表面からの深度を用います。

▶ 下表に改良地盤に作用する慣性力を示します。

H <sub>E</sub> (kN/m)	H (kN/m)	H <sub>T</sub> (kN/m)	H <sub>U</sub> (kN/m)
11.1	56.5	28.2	28.3

- ここで、
- H<sub>E</sub> : 改良地盤の上面に載る盛土に作用する慣性力
  - H : 改良地盤の慣性力 (= H<sub>T</sub> + H<sub>U</sub>)
  - H<sub>T</sub> : 改良体に作用する慣性力
  - H<sub>U</sub> : 格子内部の未改良土に作用する慣性力

3.5.4 土水圧

- (1) 土水圧には主動側の土水圧の合力(P<sub>AH</sub>, P<sub>AV</sub>)と受動側の土水圧の合力(P<sub>PH</sub>, P<sub>PV</sub>)を考慮します。

- (2) 深度別に土層区分による計算式を利用して土水圧を算出し、これを積分して土水圧の合力を求めます。

- (3) 水平成分の土水圧は以下の計算式から算出します。

▶ 完全液化化層 - 主動側

$$\sigma_h(z) = \sigma_v(z) + w + P_{du}(z, \gamma_{sat})$$

ここで、

- σ<sub>h</sub>(z) : 水平地盤の高さから深度zにおける土水圧の水平成分
- σ<sub>v</sub>(z) : 水平地盤の高さから深度zにおける鉛直応力(上載圧)
- P<sub>du</sub>(z, γ<sub>sat</sub>) : Westergaardの動水圧公式による土水圧の振動成分

$$P_{du}(z, \gamma_{sat}) = \alpha_d \frac{\gamma}{g} k_{du}(z) \times \gamma \sqrt{D_L \cdot z}$$

ここで、

- α<sub>d</sub> : 低減係数
- γ : 液体の単位体積重量
- k<sub>du</sub>(z) : 水平地盤の高さを基準に深度に応じて低減した水平震度
- D<sub>L</sub> : 地下水位高から完全液化化層下端までの深さ
- z : 地下水位高からの深さ

▶ 完全液化化層 - 受動側

$$\sigma_h(z) = \sigma_v(z) - P_{du}(z, \gamma_{sat})$$

▶ 非液化化層 - 主動側 : 以下から大きい方の値を使用

$$\sigma_h(z) = K_A \cdot \{\sigma'_v(z) + w\} + u(z) + r_u \cdot (1 - K_A) \cdot \{\sigma'_v(z) + w\} + P_{du}(z, \gamma_w + r_u \cdot \gamma)$$

$$\sigma_h(z) = K_{EA}' \cdot \{\sigma'_v(z) + w\} + u(z)$$

ここで、

- K<sub>A</sub> : 常時の主動土圧係数
- u(z) : 地下水位高から深度zにおける静水圧
- r<sub>u</sub> : 過剰間隙水圧比
- P<sub>du</sub>(z, γ<sub>w</sub> + r<sub>u</sub>・γ) : Westergaardの動水圧公式による土水圧の振動成分
- K<sub>EA</sub>' : 過剰間隙水圧の上昇を考慮した内部摩擦角 φ' の地震時主動土圧係数

▶ 非液化化層 - 受動側 : 以下から小さい方の値を使用

$$\sigma_h(z) = K_P \cdot \{\sigma'_v(z) + w\} + u(z) + r_u \cdot (1 - K_P) \cdot \{\sigma'_v(z) + w\} - P_{du}(z, \gamma_w + r_u \cdot \gamma)$$

$$\sigma_h(z) = K_{EP}' \cdot \{\sigma'_v(z) + w\} + u(z)$$

ここで、

- K<sub>P</sub> : 常時の受動土圧係数
- K<sub>EP</sub>' : 過剰間隙水圧の上昇を考慮した内部摩擦角 φ' の地震時受動土圧係数

▶ 非液化化層 - 主動側

$$\sigma_h(z) = K_{EA} \cdot \{\sigma'_v(z) + w\} - 2cv(K_{EA}) + u(z)$$

ここで、

- K<sub>EA</sub> : 地震時の主動土圧係数
- c : 粘着力

▶ 非液化化層 - 受動側

$$\sigma_h(z) = K_{EP} \cdot \{\sigma'_v(z) + w\} + 2cv(K_{EP}) + u(z)$$

ここで、

- K<sub>EP</sub> : 地震時の受動土圧係数

表 - 土圧係数算定式一覧

■ 常時の土圧係数	
主動土圧係数	$K_A = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin \varphi}{\cos \delta}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$ φ : 内部摩擦角(°) δ : 改良体と周辺地盤の壁面摩擦角 (=φ/2)
受動土圧係数	$K_P = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin \varphi}{\cos \delta}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$
■ 地震時の土圧係数	
主動土圧係数	$K_{EA} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$ 但し、φ-θ<0の場合には、sin(φ-θ)=0とする。 θ : 地震時の合成角で、θ= tan <sup>-1</sup> k <sub>b</sub> または、θ= tan <sup>-1</sup> k <sub>v</sub> ' (水位以浅ではk <sub>v</sub> 、水位以深ではk <sub>v</sub> 'を使用)
受動土圧係数	$K_{EP} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta - \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$
■ 過剰間隙水圧の上昇を考慮した地震時土圧係数	
主動土圧係数	$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta)}{\cos \theta' \cdot \cos(\delta' + \theta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \theta') \cdot \sin(\varphi' - \theta)}{\cos(\delta' + \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta'$ φ' : 過剰間隙水圧の上昇を考慮した内部摩擦角 準液化化層で tanφ'=(1-r <sub>u</sub> )・tanφとして計算 δ' : 過剰間隙水圧の上昇を考慮した改良体と周辺地盤の壁面摩擦角 δ'=φ/2
受動土圧係数	$K_{EP}' = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta)}{\cos \theta' \cdot \cos(\delta' - \theta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' - \theta') \cdot \sin(\varphi' - \theta)}{\cos(\delta' - \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta'$

- (4) 鉛直成分の土水圧は水平成分の土水圧にtanδまたは tanδ'を乗じて求めます。

ここで、 δ : 改良体と周辺地盤の壁面摩擦角、δ=φ/2

3.5.5 深度別土水圧

▶ 地層別の土圧係数

土質名	土層区分		物性情報(°)								
	受動側	主動側	共通		受動側			主動側			
			φ	δ	β	φ'	δ'	β	φ'	δ'	
As1_下	完全	準	30.0	15.0	5.05	0.00	0.00	4.08	11.08	5.54	
Ac1	非	非	0.0	0.0	5.72	0.00	0.00	4.63	0.00	0.00	
As2	完全	準	30.0	15.0	6.01	0.00	0.00	5.11	8.70	4.35	
Ac2-1	非	非	0.0	0.0	6.34	0.00	0.00	5.51	0.00	0.00	

土質名	土層区分		常時土圧係数		地震時土圧係数		過剰間隙水圧考慮	
	受動側	主動側	K <sub>P</sub>	K <sub>A</sub>	K <sub>EP</sub>	K <sub>EA</sub>	K <sub>EP</sub> '	K <sub>EA</sub> '
As1_下	完全	準	1.87	0.29	1.82	0.34	1.00	0.71
Ac1	非	非	1.00	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01
As2	完全	準	1.87	0.29	1.81	0.35	1.01	0.81
Ac2-1	非	非	1.00	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01

▶ 下表に対策工に作用する深度別の土水圧を示します。

深さ (m)	土層区分		共通			土水圧-受動側			土水圧-主動側				
	受動側	主動側	σ <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ' <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	u (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>dw</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>h</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>PH</sub> (kN/m)	P <sub>PV</sub> (kN/m)	P <sub>dw</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>h</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>AH</sub> (kN/m)	P <sub>AV</sub> (kN/m)
1.50	完全	準	27.0	27.0	0.0	0.0	27.0	37.2	10.0	0.0	61.5	32.8	8.8
2.00	完全	準	36.0	31.0	5.0	1.9	34.1	52.5	10.0	1.6	71.2	66.0	12.0
3.00	完全	準	54.0	39.0	15.0	3.2	50.8	94.9	10.0	2.7	88.4	145.8	19.8
4.00	完全	準	72.0	47.0	25.0	4.0	68.0	154.3	10.0	3.4	105.1	242.5	29.1
5.00	完全	準	90.0	55.0	35.0	4.6	85.4	231.0	10.0	3.9	121.7	355.9	40.1
6.00	非	非	107.0	62.0	45.0	0.0	187.5	410.0	10.0	0.0	81.5	428.9	80.1
7.00	非	非	124.0	69.0	55.0	0.0	204.5	606.0	10.0	0.0	98.5	518.9	120.1
8.00	非	非	141.0	76.0	65.0	0.0	221.6	819.1	10.0	0.0	115.6	626.0	160.1
9.00	完全	準	160.0	85.0	75.0	6.1	153.9	963.6	10.0	5.3	193.2	810.4	174.2
10.00	完全	準	179.0	94.0	85.0	6.2	172.8	1127.0	10.0	5.4	210.6	1012.3	189.5
11.00	完全	準	198.0	103.0	95.0	6.3	191.7	1309.2	10.0	5.5	228.0	1231.6	206.2
12.00	完全	準	217.0	112.0	105.0	6.3	210.7	1510.4	10.0	5.5	245.3	1468.3	224.2
13.00	完全	準	236.0	121.0	115.0	6.3	229.7	1730.6	10.0	5.5	262.6	1722.2	243.6
14.00	非	非	253.0	128.0	125.0	0.0	364.1	2086.2	10.0	0.0	198.2	1911.9	298.6

※ 上表における深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

ここで、

- P<sub>AH</sub> : 改良地盤の主動側(盛土側)に作用する土水圧合力の水平成分
- P<sub>AV</sub> : 改良地盤の主動側に作用する土水圧合力の鉛直成分
- P<sub>PH</sub> : 改良地盤の受動側(水平地盤側)に作用する土水圧合力の水平分力
- P<sub>PV</sub> : 改良地盤の受動側に作用する土水圧合力の鉛直成分

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	4章 外的安定の検討
------------------------	------------

4章 外的安定の検討

4.1 活動の検討

$$F_s = \frac{P_{PH} + F_R}{H + H_E + P_{AH}}$$

$$FR = F_{RT} + F_{RU} = c_B \cdot B + (W^* + W_E + P_{AV} - P_{PV}) \cdot \tan \varphi_B$$

改良地盤の受動側に作用する土水圧合力の水平分力	$P_{PH} = 2086.2$ (kN/m)
改良体底面に作用するせん断抵抗力	$F_{RT} = 220.0$ (kN/m)
未改良土に作用するせん断抵抗力(根入れが前提)	$F_{RU} = 220.0$ (kN/m)
改良地盤底面に作用するせん断抵抗力	$F_R = 440.0$ (kN/m)

改良地盤の慣性力	$H = 56.5$ (kN/m)
改良地盤の上面に載る盛土に作用する慣性力	$H_E = 11.1$ (kN/m)
改良地盤の主動側に作用する土水圧合力の水平成分	$P_{AH} = 1911.9$ (kN/m)

活動の検討	設計安全率	安全率 Fs
O.K.	1.00	1.28

4.2 支持力の検討

4.2.1 外力の補正

(1) 受動側の支持層及び非液状化層から作用する土水圧合力と改良地盤底面のせん断抵抗力を補正します。

$$f = \frac{56.50 + 11.14 + 1911.89 - 193.79 - 911.50}{440.00 + 37.22 + 588.08 + 355.60} = 0.62$$

A. 受動側で抵抗力を発揮する土水圧合力の成分

土質名	土層区分	$P_{PH}$ (kN/m)	$y_{PH}$ (m)	$P_{PV}$ (kN/m)
As1_上	非液状化層	37.2	12.7	10.0
Ac1	非液状化層	588.1	7.4	0.0
Ac2-1	非液状化層	355.6	0.5	0.0

改良地盤底面に作用するせん断抵抗力  $F_R = 440.0$  (kN/m)

B. 受動側で抵抗力を発揮しない土水圧合力の成分

土質名	土層区分	$P_{PH}$ (kN/m)	$y_{PH}$ (m)	$P_{PV}$ (kN/m)
As1_下	液状化層	193.8	10.6	0.0
As2	液状化層	911.5	3.3	0.0

C. 主動側の水平力

改良地盤の慣性力	$H = 56.5$ (kN/m)
改良地盤の上面に載る盛土に作用する慣性力	$H_E = 11.1$ (kN/m)
改良地盤の主動側に作用する土水圧合力の水平成分	$P_{AH} = 1911.9$ (kN/m)

4.2.2 鉛直地盤反力  $Q_V$

$$Q_V = 804.00 + 216.00 + 298.57 - 0.62 * 9.97 - 0.00 - 0.62 * 0.00 - 0.00 - 0.62 * 0.00 = 1308.6 \text{ (kN/m)}$$

改良地盤の有効重量	$W^* = 804.0$ (kN/m)
改良地盤の上面に載る盛土の重量	$W_E = 216.0$ (kN/m)

▶ 鉛直荷重の偏心量の計算

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

$$V = Q_V$$

$$M = M_R - M_D$$

改良幅	$B = 8.00$ (m)
$W_E$ 作用位置 - 改良地盤端(水平地盤)からの水平距離	$x_{WE} = 4.00$ (m)

$H, H_E, P_{AH}$  が作用する位置(重心位置)の改良地盤底面からの高さ

$y_H$	$= 6.25$ (m)
$y_{HE}$	$= 13.25$ (m)
$y_{PAH}$	$= 5.01$ (m)

抵抗モーメント	$M_R = 14595.0$ (kN/m・m)
転倒モーメント	$M_D = 10084.4$ (kN/m・m)

改良地盤底面に作用する力以外によるモーメント	$M = 4510.6$ (kN/m・m)
改良地盤底面に作用する力以外による鉛直力	$V = 1308.6$ (kN/m)
鉛直荷重の偏心量	$e = 0.55$ (m)

4.2.3 極限支持力  $Q_U$

$$Q_U = B_E \cdot \{ \alpha x c_B N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 1/2 \gamma'_B \beta B_E N_r S_r \}$$

支持層の粘着力	$c_B = 55.0$ (kN/m2)
上載荷重(改良地盤底面高さにおける鉛直有効応力 $\sigma_V$ )	$q = 128.0$ (kN/m2)
荷重の偏心を考慮した有効載荷幅 (= B-2e)	$B_E = 6.89$ (m)

支持層の有効単位体積重量	$\gamma'_B = 7.0$ (kN/m <sup>3</sup> )
--------------	--

基礎の形状係数	$\alpha, \beta = 1.00$
---------	------------------------

根入れ効果に対する割増し係数	$\kappa = 1.04$
支持力係数の寸法効果に関する補正係数	$S_c = 1.00$
	$S_q = 1.00$
	$S_r = 1.00$

荷重の傾斜 (= $H_u/V$ )	$\tan \theta = 0.21$ (rad)
支持層の内部摩擦角	$\varphi = 0.00$ (°)

荷重の傾斜を考慮した支持力係数	$N_c = 3.84$
	$N_q = 1.00$
	$N_r = 0.00$

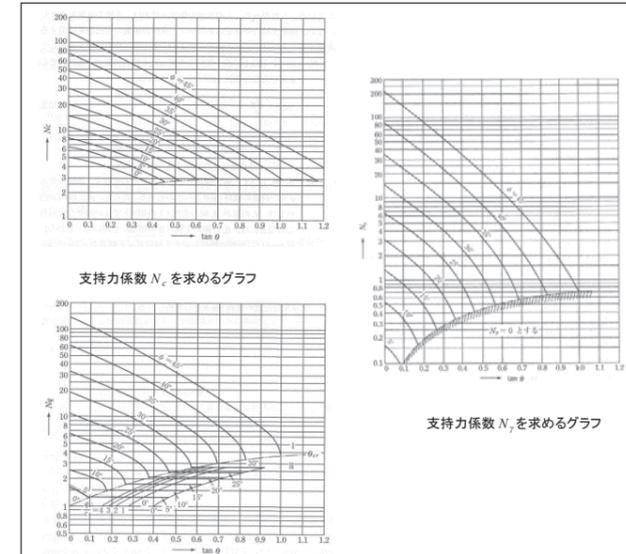
荷重偏心傾斜、寸法、根入れ深さを考慮した極限支持力	$Q_U = 2441.7$ (kN/m)
---------------------------	-----------------------

4.2.4 安全率

$$F_s = \frac{Q_U}{Q_V}$$

支持力の検討	設計安全率	安全率 Fs
O.K.	1.00	1.87

[参考] 支持力係数算出グラフ - 道路橋示方書・同解説・IV下部構造編



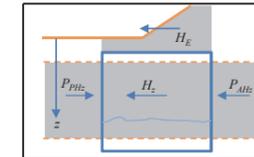
SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	5章 内的安定の検討
------------------------	------------

5章 内的安定の検討

5.1 水平せん断の検討

$$F_s = \frac{\tau_a}{\tau_l}$$

$$\tau_l = \frac{H_z + H_E + P_{AHZ} - P_{PHZ}}{\alpha_p \times B}$$



ここで、

$H_z$	: 検討する深度の上部の改良地盤に作用する慣性力
$P_{AHZ}$	: 検討する深度の上部の改良地盤に作用する主動側土水圧合力
$P_{PHZ}$	: 検討する深度の上部の改良地盤に作用する受動側土水圧合力

改良体のせん断強度	$\tau_a = 250.0$ (kN/m <sup>2</sup> )
-----------	---------------------------------------

改良地盤の上面に載る盛土に作用する慣性力	$H_E = 11.1$ (kN/m)
改良率	$\alpha_p = 0.50$
改良地盤の幅	$B = 8.00$ (m)

▶ 最小安全率

安全率 $F_s$	$\tau_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_l$ (kN/m <sup>2</sup> )
6.28	250.0	39.8

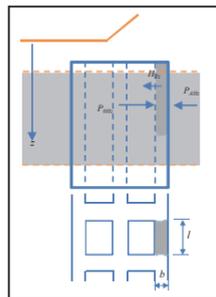
▶ 深度別の詳細結果

深さ (m)	$F_s$	$\tau_l$ (kN/m <sup>2</sup> )	$H_z$ (kN/m)	$P_{AHZ}$ (kN/m)	$P_{PHZ}$ (kN/m)
1.50	148.54	1.7	0.0	32.8	37.2
2.00	35.34	7.1	3.7	66.0	52.5
3.00	13.77	18.2	10.6	145.8	94.9
4.00	8.59	29.1	17.1	242.5	154.3
5.00	6.28	39.8	23.2	355.9	231.0
6.00	17.02	14.7	28.8	428.9	410.0
7.00	23.73	-10.5	33.9	518.9	606.0
8.00	6.97	-35.9	38.5	626.0	819.1
9.00	10.06	-24.8	42.7	810.4	963.6
10.00	17.51	-14.3	46.4	1012.3	1127.0
11.00	59.39	-4.2	49.6	1231.6	1309.2
12.00	46.77	5.3	52.4	1468.3	1510.4
13.00	17.41	14.4	54.7	1722.2	1730.6
14.00	9.37	-26.7	56.5	1911.9	2086.2

※ 上表における深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

5.2 抜出しせん断の検討

$$F_s = \frac{\tau_a}{\tau_2}$$



・検討する深度が改良地盤底面の場合  

$$\tau_2 = \frac{(H_{TZ} + P_{AHZ} - P_{OHZ}) * l}{2bz}$$

・検討する深度が上記以外の場合  

$$\tau_2 = \frac{(H_{TZ} + P_{AHZ} - P_{OHZ}) * l}{2bz + bl}$$

ここで、  
 $\tau_2$  : 改良壁体に作用する抜出しせん断応力  
 $H_{TZ}$  : 検討する深度の上部の改良壁体に作用する慣性力  
 $P_{AHZ}$  : 検討する深度の上部の改良地盤に作用する主動側土水圧合力  
 $P_{OHZ}$  : 検討する深度の上部の改良壁体に格子内部から作用する静止土水圧合力

改良体のせん断強度  $\tau_a = 250.0$  (kN/m<sup>2</sup>)

対象とする改良壁体の堤防延長方向の長さ  $l = 4.00$  (m)  
 改良壁体の厚さ  $b = 0.80$  (m)

▶ 最小安全率

安全率 $F_s$	$\tau_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (kN/m <sup>2</sup> )
2.16	250.0	115.7

▶ 深度別の詳細結果

深さ (m)	$F_s$	$\tau_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$H_{TZ}$ (kN/m)	$P_{AHZ}$ (kN/m)	$P_{OHZ}$ (kN/m)
1.50	15.43	16.2	0.0	32.8	10.1
2.00	8.38	29.8	0.4	66.0	18.6
3.00	4.97	50.3	1.1	145.8	46.1
4.00	3.83	65.2	1.7	242.5	87.6
5.00	3.25	76.8	2.3	355.9	143.1
6.00	3.65	68.6	2.9	428.9	212.4
7.00	3.96	63.1	3.4	518.9	295.1
8.00	4.19	59.6	3.8	626.0	391.4
9.00	3.51	71.1	4.3	810.4	501.6
10.00	3.07	81.4	4.6	1012.3	626.4
11.00	2.76	90.6	4.9	1231.6	765.6
12.00	2.53	99.0	5.2	1468.3	919.4
13.00	2.34	106.7	5.5	1722.2	1087.6
14.00	2.16	115.7	5.6	1911.9	1269.9

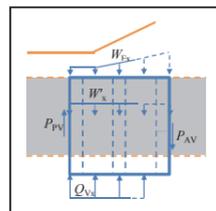
※ 上表における深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

5.3 鉛直せん断の検討

$$F_s = \frac{\tau_a}{\tau_v}$$

・改良体底面に作用する鉛直せん断応力  $\tau_v$   

$$\tau_v = \frac{(P_{PV} + Q_{Vx} - W'_x - W_{Ex}) * L}{D_T * L_T}$$



ここで、  
 $Q_{Vx}$  : 改良地盤前趾(x=0)から鉛直せん断を検討する断面までの地盤反力の合力  
 $W'_x$  : 改良地盤の有効重量  
 $W_{Ex}$  : 改良地盤上面に載る盛土の全重量  
 $V_{Sx}$  : サクションの合力

改良体のせん断強度  $\tau_a = 250.0$  (kN/m<sup>2</sup>)

改良地盤の受動側に作用する土水圧合力の鉛直成分  $P_{PV} = 10.0$  (kN/m)  
 堤防縦断方向の改良地盤1ユニットの長さ  $L = 4.80$  (m)  
 改良地盤の高さ  $D_T = 12.50$  (m)  
 堤防縦断方向の改良地盤1ユニットの内改良壁体の長さ  $L_T = 0.80$  (m)

▶ 最小安全率

安全率 $F_s$	$\tau_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_v$ (kN/m <sup>2</sup> )
1.18	250.0	211.0

▶ 底面水平距離別の詳細結果

水平距離 (m)	$F_s$	$\tau_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_{Vx}$ (kN/m)	$W'_x$ (kN/m)	$W_{Ex}$ (kN/m)
0.00	52.23	4.8	0.0	0.0	0.0
1.00	7.20	34.7	189.8	100.5	27.0
2.00	3.87	64.6	379.6	201.0	54.0
3.00	2.64	94.5	569.5	301.5	81.0
4.00	2.01	124.4	759.3	402.0	108.0
5.00	1.62	154.4	949.1	502.5	135.0
6.00	1.36	184.3	1138.9	603.0	162.0
6.89	1.18	211.0	1308.6	692.8	186.1
7.00	1.22	204.5	1308.6	703.5	189.0
8.00	1.74	143.3	1308.6	804.0	216.0

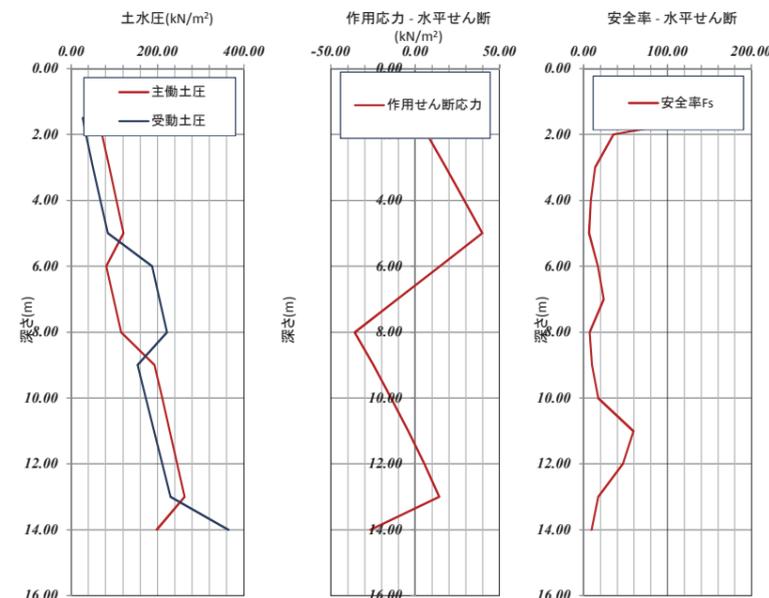
※ 上表における水平距離は、対策工底面の端部(水平地盤側)を基準とした距離です。

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	6章 結果グラフ
------------------------	----------

6章 結果グラフ

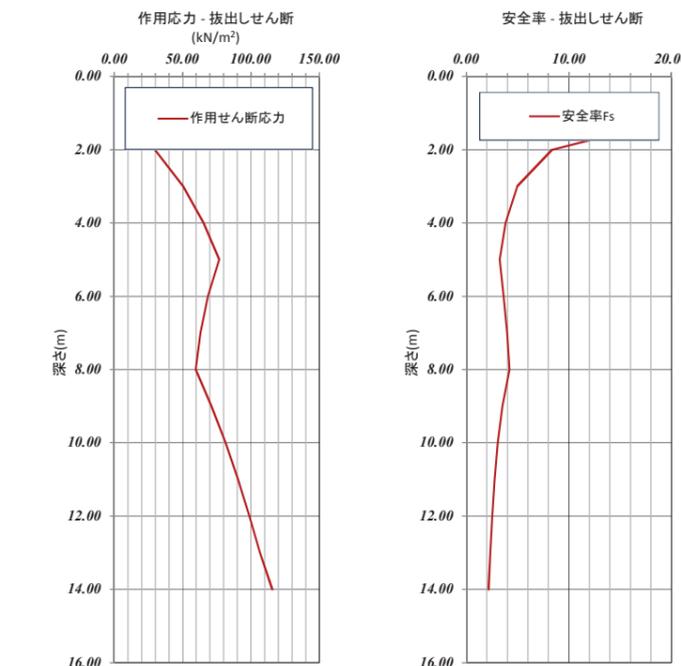
6.1 深度別の結果グラフ

▶ 深度別に対策工に作用する土水圧と水平せん断に対する内的安定性の結果を示します。



※ 上グラフにおける深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

▶ 深度別に格子壁に発生する抜出しせん断とそれに対する内的安定性の結果を示します。



※ 上グラフにおける深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。



# SOLIFLUK PE を用いた設計計算検証例

## - 鋼部材を用いた工法による対策(その1) -

### 対策工諸元設定計算書

SOLIFLUK PE  
対策工諸元設定

目次

## 目次

### 1章 設計概要

- 1.1 工事概要
- 1.2 対策工概要
- 1.3 準拠基準
- 1.4 検討項目
- 1.5 使用ソフトウェア

### 2章 結果要約

- 2.1 根入れ長の検討
- 2.2 応力の検討

### 3章 設計条件

- 3.1 設計対象
- 3.2 堤防概要
- 3.3 地盤条件
- 3.4 改良計画
- 3.5 外力条件

### 4章 応力の検討

- 4.1 応力の検討

### 5章 結果グラフ

- 5.1 深度別の結果グラフ

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	1章 設計概要
------------------------	---------

1章 設計概要

1.1 工事概要

- 1) プロジェクト名 : SOLIFLUK PEを用いた設計計算検証例
- 2) 日付 :
- 3) 会社名 :
- 4) 説明 :

1.2 対策工概要

- 1) 対策工法 : 鋼部材を使用した工法
- 2) 鋼部材の種類 : 鋼管矢板

1.3 準拠基準

- 1) 設計基準 : 河川堤防の液状化対策手引き(国立研究開発法人土木研究所、平成28年)

1.4 検討項目

- ▶ 鋼部材を使用した対策工法では以下の2項目について調査を行います。

- 1) 改良範囲
  - ▶ 鋼部材の支持層への根入れ長が必要根入れ長以上であることを調査します。

必要根入れ長 (m)	6.03
------------	------
- 2) 鋼部材の応力検討
  - ▶ 鋼部材に発生する応力度が以下の設計強度以内であることを調査します。

設計強度 (kN/m <sup>2</sup> )	2.10E+05
---------------------------	----------

1.5 使用ソフトウェア

- 1) 対策工諸元設定 : SOLIFLUK Ver.1.0.0 - 対策工諸元設定モジュール

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	2章 結果要約
------------------------	---------

2章 結果要約

2.1 根入れ長の検討

" 必要根入れ長さ ≤ 設計根入れ長さ "

- ▶ 鋼材の設計根入れ長さが必要根入れ長さを満足するかを検討します。

判定	必要根入れ長さ(m)	設計根入れ長さ(m)
N.G.	6.03	2.50

2.2 応力の検討

" 安全率 F<sub>s</sub> = 許容応力度 / 発生曲げ応力度 "

- ▶ 対策工の深度位置別の安全率から最小安全率を下表に示します。

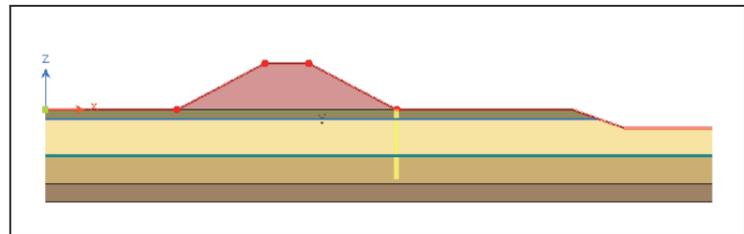
判定	安全率 F <sub>s</sub>	設計強度 (kN/m <sup>2</sup> )	最大断面応力度 σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
O.K.	47.02	2.10E+05	4.47E+03

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	3章 設計条件
------------------------	---------

3章 設計条件

3.1 設計対象

3.1.1 対象の堤防と基礎地盤



3.2 堤防概要

3.2.1 堤防形状の諸元

	共通	法尻(川表)の水平座標 (m)	40.00
		法尻(川裏)の水平座標 (m)	15.00
		堤防幅 (m)	25.00
		天端幅 (B <sub>u</sub> , m)	5.00
川表側		堤防高さ (H <sub>1</sub> , m)	5.00
		堤防平均法面勾配 (n <sub>1</sub> , 割)	2.00
川裏側		堤防高さ (H <sub>2</sub> , m)	5.00
		平均法面勾配 (n <sub>2</sub> , 割)	2.00

3.3 地盤条件

3.3.1 地盤物性

- ▶ 地下水位高 (m) : -1.00
- ▶ 地盤物性

土質名	土層区分	深さ (m)		γ <sub>t</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	F <sub>1</sub> 値	N <sub>60</sub> 値	F <sub>c</sub> (%)	r <sub>u</sub>
		上端	下端						
堤体	非液状化層	5.0	0.0	18.0	20.0	1.50	5.0	35.0	0.06
沖積砂質土As1	非液状化層	0.0	-1.0	18.0	20.0	1.50	5.0	16.0	0.06
沖積砂質土As2	液状化層	-1.0	-5.0	18.0	20.0	1.00	5.0	25.0	1.00
洪積砂質土Ds	非液状化層	-5.0	-8.0	20.0	22.0	1.50	42.7	4.0	0.06
洪積礫質土Dg	非液状化層	-8.0	-10.0	21.0	23.0	1.50	50.0	15.0	0.06

- ▶ 地盤変形特性パラメータ

土質名	土層区分	粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	摩擦角 φ (°)	ボアソン比 ν	変形係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	静止土圧係数 K0
堤体	非液状化層	0.0	30.0	0.30	20000.0	0.5
沖積砂質土As1	非液状化層	0.0	30.0	0.30	20000.0	0.5
沖積砂質土As2	液状化層	0.0	30.0	0.30	20000.0	0.5
洪積砂質土Ds	非液状化層	0.0	40.0	0.30	119560.0	0.5
洪積礫質土Dg	非液状化層	0.0	40.0	0.30	20000.0	0.5

3.3.2 水平方向の地盤反力係数 k<sub>H</sub>

- ▶ 非液状化層の水平方向の地盤反力係数の計算式

$$k_H = k_{H0} \left[ \frac{B_H}{0.3} \right]^{3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、  
 k<sub>H0</sub> : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数  
 B<sub>H</sub> : 基礎の換算載荷幅(連続壁の場合はB<sub>H</sub>=10.0m、杭の場合はB<sub>H</sub>=√Dβとする)  
 E<sub>0</sub> : 地盤パネが位置する地盤の変形係数  
 α : 地盤反力係数の推定に用いる係数

- ▶ 準液状化層の水平方向の地盤反力係数の計算式

$$k_H = (1-r_u) k_{H0} \left[ \frac{B_H}{0.3} \right]^{3/4}$$

ここで、  
 r<sub>u</sub> : 過剰間隙水圧比

- ▶ 根入れ層の水平方向の地盤反力係数

土質名	土層区分	k <sub>H</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>H0</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	B <sub>H</sub> (m)	α	E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	r <sub>u</sub>
洪積砂質土Ds	非液状化層	57456.0	797066.7	10.00	2	119560.0	0.06

3.4 改良計画

3.4.1 工法種類

対策工法	鋼部材を使用した工法
鋼部材の種類	鋼管矢板

3.4.2 対策工の断面諸元

種類	寸法(mm)		有効幅 B (mm)	腐食代 S (mm)	単位壁幅 1m当りの特性値		
	外径 D	厚さ t			A (m <sup>2</sup> /m)	I (m <sup>4</sup> /m)	Z (m <sup>3</sup> /m)
φ165.2x9	1000.0	20.0	1247.8	0.0	4.935E-02	5.927E-03	1.185E-02

- ▶ 有効幅B(mm)の計算式

① L-T型 -L-75×75×9  $B = \frac{D}{2} + 85.5 + \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - 90^2}$

② L-T型 -L-65×65×8  $B = \frac{D}{2} + 76 + \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - 80^2}$

③ L-T型 -L-100×75×10  $B = \frac{D}{2} + 110 + \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - 90^2}$

④ P-P型  $B = D + 247.8$

⑤ P-T型  $B = D + 180$

3.4.3 対策工の物性

- ▶ 鋼部材の材料物性

鋼材規格	単位重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ボアソン比 ν	弾性係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	許容応力 (kN/m <sup>2</sup> )	地震時考慮	設計強度 (kN/m <sup>2</sup> )
SKY400	0.1	0.30	2.00E+08	1.40E+05	O	2.10E+05

[参考] 地震時考慮の場合、許容応力度を1.5倍割り増した値を設計強度に使用します。

3.4.4 鋼材の根入れ長さ

$$L_{min} = 2\beta$$

$$\beta = \left( k_H \times \frac{D}{4EI} \right)^{1/4}$$

ここで、  
 $L_{min}$  : 必要根入れ長  
 $\beta$  : 特性値  
 $k_H$  : 水平方向の地盤反力係数  
 $D$  : 鋼材の単位幅  
 $E$  : 鋼材の弾性係数  
 $I$  : 鋼材の腐食前、連結効率1.0の断面2次モーメント

判定	根入れ層	根入れ長L(m)	Lmin(m)	$\beta$ (1/m)
N.G.	洪積砂質土Ds	2.50	6.03	0.33

3.4.5 改良範囲

改良範囲	基準位置 - x座標 (m)	40.00
	水平距離のオフセット $D_0$	右
	距離 (m)	0.00
改良開始深さ $D_{w1}$ (m)	0.00	
改良下端深さ $D$ (m)	7.50	
根入れ長 $H_t$ (m)	2.50	

3.5 外力条件

3.5.1 設計水平震度

(1) 振動成分土圧の計算に使用する設計水平震度 $k_h$ を以下に示します。

$$k_h = C_Z \times k_{G0} \times C_B \times \alpha_d$$

ここで、  
 $k_h$  : 設計水平震度  
 $C_Z$  : 地域別補正係数  
 $k_{G0}$  : 地盤種別による標準水平震度

	I種	II種	III種
$k_{G0}$	0.12	0.15	0.18
$C_B$ : 堤防規模別補正係数	$B/H \leq 10$	$10 < B/H \leq 20$	$20 < B/H$
	1.0	0.9	0.8

$\alpha_d$  : 低減係数

▶ 下表に本設計で適用した設計水平震度を示します。

$k_h$	$C_Z$	$k_{G0}$	$C_B$	$\alpha_d$
0.15	1.00	0.15	1.00	1.00

3.5.2 土水圧

- 外力として、液状化層及び準液状化層から鋼材に作用する土水圧を考慮します。
- 鋼材に作用する土水圧は増分成分と漸増成分から構成されます。

$$P = P_s + P_d$$

ここで、  
 $P$  : 鋼材に作用する土水圧  
 $P_s$  : 増分成分の土水圧  
 $P_d$  : 漸増成分の土水圧

(3) 土水圧 - 増分成分  $P_s$

地盤の液状化に伴って増加する土水圧成分です。

$$P_s = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times F(z)$$

ここで、  
 $\alpha_1$  : 盛土下の液状化程度に関する係数  
 $\alpha_2$  : 矢板の相対剛性に対する補正係数  
 $\alpha_3$  : 盛土形状に対する補正係数  
 $F(z)$  : 漸増成分荷重の基本分布関数

(4) 土水圧 - 漸増成分  $P_d$

地震時の地盤及び鋼矢板の振動に伴って作用する土水圧成分です。

$$P_d = \alpha_d \times P_{dmax}$$

$$P_{dmax} = k(\gamma_w + \gamma' r_u) \sqrt{H_d \times z}$$

ここで、  
 $\alpha_d$  : 使用矢板の剛性に対する振動成分土圧に係わる係数  
 $k$  : 設計水平震度  
 $\gamma'$  : 土の水中単位体積重量  
 $r_u$  : 堤防盛土外側の平地地盤での過剰間隙水圧比  
 $H_d$  : 水位面から最も下の液状化層の下端までの距離  
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量  
 $z$  : 深度

3.5.3 深度別土水圧 P

▶ 下表に液状化層及び準液状化層で鋼材に作用する深度別の土水圧を示します。

深さ (m)	地層区分	P (kN/m <sup>2</sup> )	$P_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	F(z) (kN/m <sup>2</sup> )	$P_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha_d$	$P_{dmax}$ (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	24.8	0.0	0.0	0.0
0.25	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	27.8	0.0	0.0	0.0
0.50	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	30.7	0.0	0.0	0.0
0.75	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	33.5	0.0	0.0	0.0
1.00	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	36.1	0.0	0.0	0.0
1.25	液状化層	2.7	0.0	0.0	0.9	1.0	38.5	2.7	0.9	3.0
1.50	液状化層	3.8	0.0	0.0	0.9	1.0	40.8	3.8	0.9	4.2
1.75	液状化層	4.7	0.0	0.0	0.9	1.0	43.0	4.7	0.9	5.2
2.00	液状化層	5.4	0.0	0.0	0.9	1.0	45.0	5.4	0.9	6.0
2.25	液状化層	6.1	0.0	0.0	0.9	1.0	46.9	6.1	0.9	6.7
2.50	液状化層	6.7	0.0	0.0	0.9	1.0	48.6	6.7	0.9	7.3
2.75	液状化層	7.2	0.0	0.0	0.9	1.0	50.3	7.2	0.9	7.9
3.00	液状化層	7.7	0.0	0.0	0.9	1.0	51.8	7.7	0.9	8.5
3.25	液状化層	8.2	0.0	0.0	0.9	1.0	53.2	8.2	0.9	9.0
3.50	液状化層	8.6	0.0	0.0	0.9	1.0	54.5	8.6	0.9	9.5
3.75	液状化層	9.0	0.0	0.0	0.9	1.0	55.7	9.0	0.9	9.9
4.00	液状化層	9.4	0.0	0.0	0.9	1.0	56.8	9.4	0.9	10.4
4.25	液状化層	9.8	0.0	0.0	0.9	1.0	57.8	9.8	0.9	10.8
4.50	液状化層	10.2	0.0	0.0	0.9	1.0	58.7	10.2	0.9	11.2
4.75	液状化層	10.5	0.0	0.0	0.9	1.0	59.6	10.5	0.9	11.6
5.00	液状化層	10.9	0.0	0.0	0.9	1.0	60.3	10.9	0.9	12.0
5.25	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	61.0	0.0	0.0	0.0
5.50	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	61.6	0.0	0.0	0.0
5.75	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	62.1	0.0	0.0	0.0
6.00	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	62.6	0.0	0.0	0.0
6.25	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	63.0	0.0	0.0	0.0
6.50	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	63.3	0.0	0.0	0.0
6.75	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	63.6	0.0	0.0	0.0
7.00	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	63.9	0.0	0.0	0.0
7.25	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	64.1	0.0	0.0	0.0
7.50	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.9	1.0	64.3	0.0	0.0	0.0

※ 上表における深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

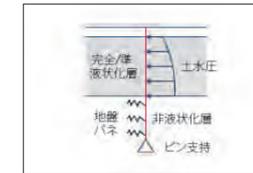
SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	4章 応力の検討
------------------------	----------

4章 応力の検討

4.1 応力の検討

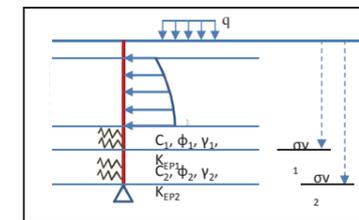
4.1.1 計算条件

- 応力計算は鋼材を弾性梁要素にし、地盤反力を地盤バネにモデリングしたFEM解析より求めます。
- 境界条件は液状化層下端の水平方向を地盤バネで支持し、鋼材端部はピン支持とします。
- 外力は液状化層及び準液状化層から鋼材に作用する土水圧とします。



- 根入れ層の地盤反力は受動土圧値を上限値とします。従って、準/完全液状化層の土水圧によるモーメントが根入れ層の地盤反力によるモーメントを上回る場合は、支持端部(ピン支持部)のモーメントが釣合うように液状化層の土水圧を一定に低減します。

- 受動土圧の上限値は以下の計算式で算出します。一方、支持層が複数の層で構成されている場合は、層ごとに受動土圧の上限値を計算します。



$$P_{EP1} = K_{EP1} \times (\sigma_{v1} + q) + 2C_1 \sqrt{K_{EP1}}$$

$$P_{EP2} = K_{EP2} \times (\sigma_{v2} + q) + 2C_2 \sqrt{K_{EP2}}$$

ここで、 $\sigma_{v1}$ ,  $\sigma_{v2}$  は各該当層の底面位置における鉛直全応力  
 $q$  は上載荷重、つまり、盛土の上載荷重  $w$   
 $K_{EP1}$ ,  $K_{EP2}$  は受動土圧係数

▶ 受動土圧係数は非液状化層、準液状化層に別に下式を使用します。

非液状化層	準液状化層
$K_{EP} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left\{ 1 - \frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta - \theta)} \right\}^2} \cdot \cos \delta$	$K_{EP} = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta' - \theta) \cdot \left\{ 1 - \frac{\sin(\varphi' - \delta') \cdot \sin(\varphi' - \theta)}{\cos(\delta' - \theta)} \right\}^2} \cdot \cos \delta'$

▶ 下表に支持層の受動土圧の上限値  $P_{EP}$  を示します。

土質名	$K_{EP}$	$P_{EP}$ (kN/m <sup>2</sup> )
洪積砂質土D	2.12	438.38

4.1.2 応力の検討

“安全率  $F_s = \text{許容応力度(設計強度)} / \text{発生曲げ応力度}$ ”

▶ 下表に対策工の深度位置別の安全率から最小安全率を示します。

安全率 $F_s$	設計強度 (kN/m <sup>2</sup> )	最大断面応力度 $\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )
47.02	2.10E+05	4.47E+03

▶ 下表に対策工の深度別の応力調査結果を示します。

深さ (m)	安全率 $F_s$	設計強度 (kN/m <sup>2</sup> )	発生断面応力度 $\sigma$ (kN/m <sup>2</sup> )	発生曲げモーメント M (kN*m/m)
0.00	2.67E+14	2.10E+05	7.86E-10	9.31E-12
0.25	6.07E+13	2.10E+05	3.46E-09	4.10E-11
0.50	4.77E+13	2.10E+05	4.40E-09	5.22E-11
0.75	4.45E+14	2.10E+05	4.71E-10	5.59E-12
1.00	2.09E+13	2.10E+05	-1.01E-08	-1.19E-10
1.25	87813.54	2.10E+05	2.39E+00	2.83E-02
1.50	11844.13	2.10E+05	1.77E+01	2.10E-01
1.75	3952.49	2.10E+05	5.31E+01	6.30E-01
2.00	1854.12	2.10E+05	1.13E+02	1.34E+00
2.25	1039.53	2.10E+05	2.02E+02	2.39E+00
2.50	650.56	2.10E+05	3.23E+02	3.83E+00
2.75	438.70	2.10E+05	4.79E+02	5.67E+00
3.00	312.27	2.10E+05	6.73E+02	7.97E+00
3.25	231.57	2.10E+05	9.07E+02	1.07E+01
3.50	177.33	2.10E+05	1.18E+03	1.40E+01
3.75	139.35	2.10E+05	1.51E+03	1.79E+01
4.00	111.86	2.10E+05	1.88E+03	2.23E+01
4.25	91.41	2.10E+05	2.30E+03	2.72E+01
4.50	75.84	2.10E+05	2.77E+03	3.28E+01
4.75	63.74	2.10E+05	3.29E+03	3.91E+01
5.00	54.32	2.10E+05	3.87E+03	4.58E+01
5.25	48.86	2.10E+05	4.30E+03	5.09E+01
5.50	47.02	2.10E+05	4.47E+03	5.29E+01
5.75	47.70	2.10E+05	4.40E+03	5.22E+01
6.00	50.74	2.10E+05	4.14E+03	4.91E+01
6.25	56.68	2.10E+05	3.70E+03	4.39E+01
6.50	67.09	2.10E+05	3.13E+03	3.71E+01
6.75	85.91	2.10E+05	2.44E+03	2.90E+01
7.00	125.34	2.10E+05	1.68E+03	1.99E+01
7.25	246.65	2.10E+05	8.51E+02	1.01E+01
7.50	1.34E+15	2.10E+05	-1.57E-10	-1.86E-12

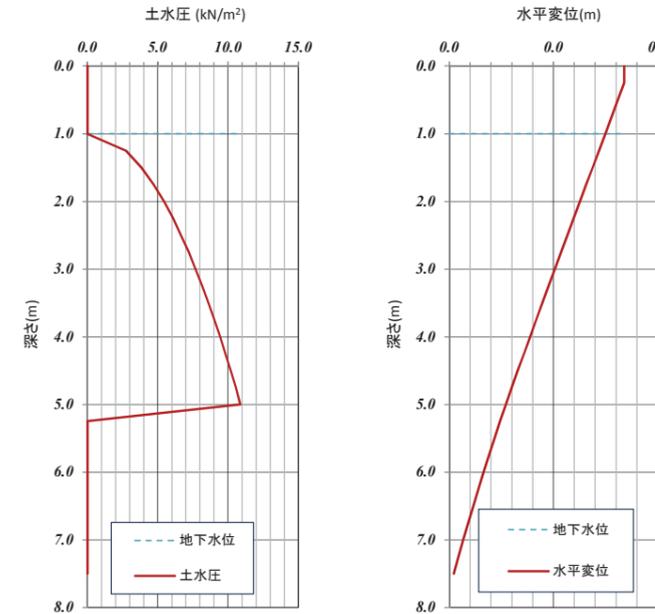
※ 上表における深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	5章 結果グラフ
------------------------	----------

5章 結果グラフ

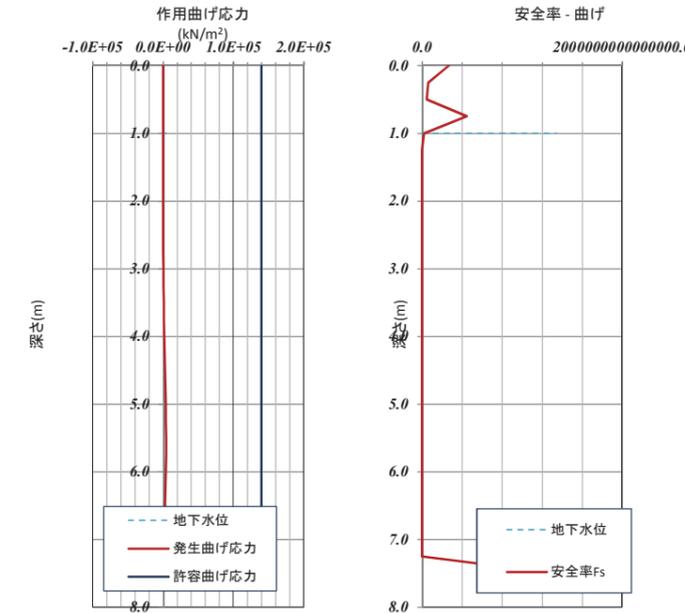
5.1 深度別の結果グラフ

▶ 深度別に鋼材に作用する土水圧と鋼材の変位結果を示します。



※ 上グラフにおける深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

▶ 深度別に鋼材に発生する曲げ応力度とそれに対する安全率の結果を示します。



※ 上グラフにおける深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

深度 (m)	土水圧 (kN/m <sup>2</sup> )	変位 (m)	曲げ応力	
			発生応力 (kN/m <sup>2</sup> )	安全率 $F_s$
0.00	0.00	0.00	0.00	267272533920283.00
0.25	0.00	0.00	0.00	60743876297193.10
0.50	0.00	0.00	0.00	47727164990343.60
0.75	0.00	0.00	0.00	445455817553352.00
1.00	0.00	0.00	0.00	20880484547490.80
1.25	2.72	0.00	2.39	87813.54
1.50	3.85	0.00	17.73	11844.13
1.75	4.71	0.00	53.13	3952.49
2.00	5.44	0.00	113.26	1854.12
2.25	6.08	0.00	202.01	1039.53
2.50	6.67	0.00	322.80	650.56
2.75	7.20	0.00	478.69	438.70
3.00	7.70	0.00	672.50	312.27
3.25	8.16	0.00	906.85	231.57
3.50	8.61	0.00	1184.24	177.33
3.75	9.03	0.00	1507.02	139.35
4.00	9.43	0.00	1877.39	111.86
4.25	9.81	0.00	2297.36	91.41
4.50	10.18	0.00	2769.14	75.84
4.75	10.54	0.00	3294.57	63.74
5.00	10.88	0.00	3865.89	54.32
5.25	0.00	0.00	4298.18	48.86
5.50	0.00	0.00	4466.49	47.02
5.75	0.00	0.00	4402.96	47.70
6.00	0.00	0.00	4138.90	50.74
6.25	0.00	0.00	3704.75	56.68
6.50	0.00	0.00	3130.31	67.09
6.75	0.00	0.00	2444.41	85.91
7.00	0.00	0.00	1675.42	125.34
7.25	0.00	0.00	851.42	246.65
7.50	0.00	0.00	0.00	133639136846860.00

# SOLIFLUK PE を用いた設計計算検証例

## - 鋼部材を用いた工法による対策(その2) -

### 対策工諸元設定計算書

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	目次
------------------------	----

### 目次

#### 1章 設計概要

- 1.1 工事概要
- 1.2 対策工概要
- 1.3 準拠基準
- 1.4 検討項目
- 1.5 使用ソフトウェア

#### 2章 結果要約

- 2.1 根入れ長の検討
- 2.2 応力の検討

#### 3章 設計条件

- 3.1 設計対象
- 3.2 堤防概要
- 3.3 地盤条件
- 3.4 改良計画
- 3.5 外力条件

#### 4章 応力の検討

- 4.1 応力の検討

#### 5章 結果グラフ

- 5.1 深度別の結果グラフ

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	1章 設計概要
------------------------	---------

1章 設計概要

1.1 工事概要

- 1) プロジェクト名 : SOLIFLUK PEを用いた設計計算検証例
- 2) 日付 :
- 3) 会社名 :
- 4) 説明 :

1.2 対策工概要

- 1) 対策工法 : 鋼部材を使用した工法
- 2) 鋼部材の種類 : 鋼矢板

1.3 準拠基準

- 1) 設計基準 : 河川堤防の液状化対策手引き(国立研究開発法人土木研究所、平成28年)

1.4 検討項目

- ▶ 鋼部材を使用した対策工法では以下の2項目について調査を行います。

- 1) 改良範囲
  - ▶ 鋼部材の支持層への根入れ長が必要根入れ長以上であることを調査します。

設計制限値	2.00
-------	------

- 2) 鋼部材の応力検討
  - ▶ 鋼部材に発生する応力度が以下の設計強度以内であることを調査します。

設計強度 (kN/m <sup>2</sup> )	2.70E+05
---------------------------	----------

1.5 使用ソフトウェア

- 1) 対策工諸元設定 : SOLIFLUK Ver.1.0.0 - 対策工諸元設定モジュール

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	2章 結果要約
------------------------	---------

2章 結果要約

2.1 根入れ長の検討

" 必要根入れ長さ ≤ 設計根入れ長さ "

- ▶ 鋼材の設計根入れ長さが必要根入れ長さを満足するかを検討します。

判定	設計制限値	ΣL×β
OK	2.00	2.12

2.2 応力の検討

" 安全率 F<sub>s</sub> = 許容応力度 / 発生曲げ応力度 "

- ▶ 対策工の深度位置別の安全率から最小安全率を下表に示します。

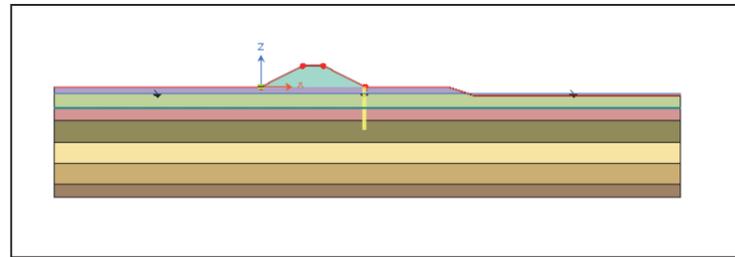
判定	安全率 F <sub>s</sub>	設計強度 (kN/m <sup>2</sup> )	最大断面応力度 σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
O.K.	2.95	2.70E+05	9.17E+04

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	3章 設計条件
------------------------	---------

3章 設計条件

3.1 設計対象

3.1.1 対象の堤防と基礎地盤



3.2 堤防概要

3.2.1 堤防形状の諸元

	共通	法尻(川表)の水平座標 (m)	0.00
		法尻(川裏)の水平座標 (m)	25.00
		堤防幅 (m)	25.00
		天端幅 (B <sub>u</sub> , m)	5.00
川表側		堤防高さ (H <sub>1</sub> , m)	5.00
		堤防平均法面勾配 (n <sub>1</sub> , 割)	2.00
川裏側		堤防高さ (H <sub>2</sub> , m)	5.00
		平均法面勾配 (n <sub>2</sub> , 割)	2.00

3.3 地盤条件

3.3.1 地盤物性

- ▶ 地下水位高 (m) : -1.50
- ▶ 地盤物性

土質名	土層区分	深さ (m)		γ <sub>t</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	F <sub>L</sub> 値	N <sub>60</sub> 値	F <sub>c</sub> (%)	r <sub>u</sub>
		上端	下端						
堤体	非液状化層	5.0	0.0	18.0	20.0	1.50	5.0	35.0	0.06
As1_上	非液状化層	0.0	-1.5	18.0	19.0	1.50	3.5	22.0	0.06
As1_下	液状化層	-1.5	-5.0	18.0	19.0	0.89	3.5	22.0	1.00
Ac1	非液状化層	-5.0	-8.0	17.0	18.0	1.50	1.3	65.0	0.06
As2	準液状化層	-8.0	-13.0	19.0	20.0	1.06	10.6	18.0	0.67
Ac2-1	非液状化層	-13.0	-18.0	17.0	18.0	1.50	1.6	87.0	0.06
Ac2-2	非液状化層	-18.0	-23.0	17.0	18.0	1.50	1.6	87.0	0.06
Dg	非液状化層	-23.0	-26.0	21.0	21.0	1.50	50.0	1.0	0.06

▶ 地盤変形特性パラメータ

土質名	土層区分	粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	摩擦角 φ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	静止土圧係数 K0
堤体	非液状化層	0.0	30.0	0.30	14000.0	0.5
As1_上	非液状化層	0.0	30.0	0.30	9800.0	0.5
As1_下	液状化層	0.0	30.0	0.30	9800.0	0.5
Ac1	非液状化層	40.0	0.0	0.30	3640.0	0.5
As2	準液状化層	0.0	30.0	0.30	29680.0	0.5
Ac2-1	非液状化層	55.0	0.0	0.30	7040.0	0.5
Ac2-2	非液状化層	70.0	0.0	0.30	7040.0	0.5
Dg	非液状化層	0.0	40.0	0.30	140000.0	0.5

3.3.2 水平方向の地盤反力係数 k<sub>H</sub>

- ▶ 非液状化層の水平方向の地盤反力係数の計算式

$$k_{H1} = k_{H0} \left[ \frac{B_H}{0.3} \right]^{3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

- ここで、 k<sub>H0</sub> : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数
- B<sub>H</sub> : 基礎の換算載荷幅(連続壁の場合はB<sub>H</sub>=10.0m、杭の場合はBH=√D/βとする)
- E<sub>0</sub> : 地盤バネが位置する地盤の変形係数
- α : 地盤反力係数の推定に用いる係数

- ▶ 準液状化層の水平方向の地盤反力係数の計算式

$$k_{H2} = (1-r_u) k_{H0} \left[ \frac{B_H}{0.3} \right]^{3/4}$$

- ここで、 r<sub>u</sub> : 過剰間隙水圧比

- ▶ 根入れ層の水平方向の地盤反力係数

土質名	土層区分	k <sub>H1</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>H0</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	B <sub>H</sub> (m)	α	E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	r <sub>u</sub>
Ac1	非液状化層	1749.2	24266.7	10.00	2	3640.0	0.06
As2	準液状化層	4777.3	197866.7	10.00	2	29680.0	0.67

3.4 改良計画

3.4.1 工法種類

対策工法	鋼部材を使用した工法
鋼部材の種類	鋼矢板

3.4.2 対策工の断面諸元

種類	寸法(mm)			単位壁幅 1m当りの特性値		
	W	h	t	A(m <sup>2</sup> /m)	I(m <sup>4</sup> /m)	Z(m <sup>3</sup> /m)
NS-SP-10H	900.0	230.0	10.8	1.220E-02	1.050E-04	9.020E-04

- ▶ 本設計では断面2次モーメントIと断面係数Zの断面性能を以下に低減します。

断面性能の低減	断面2次モーメント	断面係数
腐食を考慮 (%)	79.0	79.0

3.4.3 対策工の物性

- ▶ 鋼部材の材料物性

鋼材規格	単位重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 ν	弾性係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	許容応力 (kN/m <sup>2</sup> )	地震時考慮	設計強度 (kN/m <sup>2</sup> )
SYW295	77.0	0.30	2.00E+08	1.80E+05	O	2.70E+05

[参考] 地震時考慮の場合、許容応力度を1.5倍割り増した値を設計強度に使用します。

3.4.4 鋼材の根入れ長さ

$$L_{min} = 2\beta$$

$$\beta = \left( k_H \times \frac{D}{4EI} \right)^{1/4}$$

ここで、  
 $L_{min}$  : 必要根入れ長  
 $\beta$  : 特性値  
 $k_H$  : 水平方向の地盤反力係数  
 $D$  : 鋼材の単位幅  
 $E$  : 鋼材の弾性係数  
 $I$  : 鋼材の腐食前、連結効率1.0の断面2次モーメント

判定	根入れ層	根入れ長L (m)	$\beta$ (m)	$L \times \beta$
O.K.	Ac1	3.00	0.38	1.14
	As2	2.00	0.49	0.98
			$\Sigma L \times \beta$	2.12

3.4.5 改良範囲

改良範囲	基準位置 - x座標 (m)	25.00
	水平距離のオフセット $D_0$	右 距離 (m) 0.00
	改良開始深さ $D_{w1}$ (m)	0.00
改良下端深さ $D$ (m)	10.00	
根入れ長 $H_l$ (m)	5.00	

3.5 外力条件

3.5.1 設計水平震度

(1) 振動成分土圧の計算に使用する設計水平震度 $k_h$ を以下に示します。

$$k_h = C_z \times k_{G0} \times C_B \times \alpha_d$$

ここで、

$k_h$  : 設計水平震度  
 $C_z$  : 地域別補正係数  
 $k_{G0}$  : 地盤種別による標準水平震度

$k_{G0}$	I種	II種	III種
	0.12	0.15	0.18

$C_B$  : 堤防規模別補正係数

$C_B$	$B/H \leq 10$	$10 < B/H \leq 20$	$20 < B/H$
	1.0	0.9	0.8

$\alpha_d$  : 低減係数

▶ 下表に本設計で適用した設計水平震度を示します。

$k_h$	$C_z$	$k_{G0}$	$C_B$	$\alpha_d$
0.18	1.00	0.18	1.00	1.00

3.5.2 土水圧

- 外力として、液状化層及び準液状化層から鋼材に作用する土水圧を考慮します。
- 鋼材に作用する土水圧は増分成分と漸増成分から構成されます。

$$P = P_s + P_d$$

ここで、  
 $P$  : 鋼材に作用する土水圧  
 $P_s$  : 増分成分の土水圧  
 $P_d$  : 漸増成分の土水圧

(3) 土水圧 - 増分成分  $P_s$

地盤の液状化に伴って増加する土水圧成分です。

$$P_s = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times F(z)$$

ここで、  
 $\alpha_1$  : 盛土下の液状化程度に関する係数  
 $\alpha_2$  : 矢板の相対剛性に対する補正係数  
 $\alpha_3$  : 盛土形状に対する補正係数  
 $F(z)$  : 漸増成分荷重の基本分布関数

(4) 土水圧 - 漸増成分  $P_d$

地震時の地盤及び鋼矢板の振動に伴って作用する土水圧成分です。

$$P_d = \alpha_d \times P_{dmax}$$

$$P_{dmax} = k (\gamma_w + \gamma' r_u) \sqrt{(H_d \times z)}$$

ここで、  
 $\alpha_d$  : 使用矢板の剛性に対する振動成分土圧に係わる係数  
 $k$  : 設計水平震度  
 $\gamma'$  : 土の水中単位体積重量  
 $r_u$  : 堤防盛土外側の平地地盤での過剰間隙水圧比  
 $H_d$  : 水位面から最も下の液状化層の下端までの距離  
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量  
 $z$  : 深度

3.5.3 深度別土水圧 P

▶ 下表に液状化層及び準液状化層で鋼材に作用する深度別の土水圧を示します。

深さ (m)	地層区分	P (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	F(z) (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha_d$	P <sub>dmax</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	24.8	0.0	0.0	0.0
0.23	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	27.6	0.0	0.0	0.0
0.46	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	30.3	0.0	0.0	0.0
0.69	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	32.8	0.0	0.0	0.0
0.92	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	35.2	0.0	0.0	0.0
1.15	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	37.5	0.0	0.0	0.0
1.38	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	39.7	0.0	0.0	0.0
1.50	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	40.8	0.0	0.0	0.0
1.61	液状化層	5.6	4.6	0.3	0.4	1.0	41.8	1.0	0.3	3.3
1.84	液状化層	6.6	4.8	0.3	0.4	1.0	43.7	1.8	0.3	5.8
2.07	液状化層	7.3	5.0	0.3	0.4	1.0	45.5	2.3	0.3	7.5
2.30	液状化層	7.9	5.2	0.3	0.4	1.0	47.2	2.7	0.3	8.9
2.53	液状化層	8.4	5.4	0.3	0.4	1.0	48.8	3.1	0.3	10.1
2.76	液状化層	8.9	5.5	0.3	0.4	1.0	50.3	3.4	0.3	11.2
2.99	液状化層	9.4	5.7	0.3	0.4	1.0	51.7	3.7	0.3	12.2
3.22	液状化層	9.8	5.8	0.3	0.4	1.0	53.0	4.0	0.3	13.1
3.45	液状化層	10.2	6.0	0.3	0.4	1.0	54.3	4.2	0.3	13.9
3.68	液状化層	10.5	6.1	0.3	0.4	1.0	55.4	4.5	0.3	14.7
3.91	液状化層	10.9	6.2	0.3	0.4	1.0	56.4	4.7	0.3	15.5
4.14	液状化層	11.2	6.3	0.3	0.4	1.0	57.4	4.9	0.3	16.2
4.37	液状化層	11.5	6.4	0.3	0.4	1.0	58.3	5.1	0.3	16.9
4.60	液状化層	11.8	6.5	0.3	0.4	1.0	59.1	5.3	0.3	17.6
4.83	液状化層	12.1	6.6	0.3	0.4	1.0	59.8	5.5	0.3	18.2
5.00	液状化層	12.3	6.6	0.3	0.4	1.0	60.3	5.6	0.3	18.7
5.06	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	60.5	0.0	0.0	0.0
5.29	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	61.1	0.0	0.0	0.0
5.52	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	61.6	0.0	0.0	0.0
5.75	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	62.1	0.0	0.0	0.0
5.98	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	62.5	0.0	0.0	0.0
6.21	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	62.9	0.0	0.0	0.0
6.44	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	63.3	0.0	0.0	0.0
6.67	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	63.6	0.0	0.0	0.0
6.90	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	63.8	0.0	0.0	0.0
7.13	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	64.0	0.0	0.0	0.0
7.36	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	64.2	0.0	0.0	0.0
7.59	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	64.4	0.0	0.0	0.0
7.82	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	64.5	0.0	0.0	0.0
8.00	非液状化層	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	64.6	0.0	0.0	0.0
8.05	準液状化層	6.6	0.0	0.0	0.4	1.0	64.6	6.6	0.3	22.4
8.28	準液状化層	6.7	0.0	0.0	0.4	1.0	64.7	6.7	0.3	22.8
8.51	準液状化層	6.8	0.0	0.0	0.4	1.0	64.8	6.8	0.3	23.1
8.74	準液状化層	6.9	0.0	0.0	0.4	1.0	64.9	6.9	0.3	23.5
8.97	準液状化層	7.0	0.0	0.0	0.4	1.0	65.0	7.0	0.3	23.9
9.20	準液状化層	7.1	0.0	0.0	0.4	1.0	65.0	7.1	0.3	24.2
9.43	準液状化層	7.2	0.0	0.0	0.4	1.0	65.1	7.2	0.3	24.6
9.66	準液状化層	7.3	0.0	0.0	0.4	1.0	65.1	7.3	0.3	25.0
9.89	準液状化層	7.4	0.0	0.0	0.4	1.0	65.2	7.4	0.3	25.3
10.00	準液状化層	7.5	0.0	0.0	0.4	1.0	65.3	7.5	0.3	25.5

※ 上表における深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

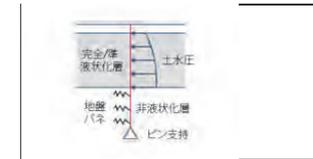
SOLIFLUR PE 対策工元設定	4章 応力の検討
-----------------------	----------

4章 応力の検討

4.1 応力の検討

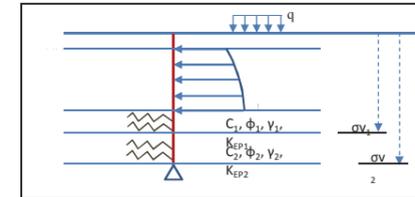
4.1.1 計算条件

- 応力計算は鋼材を弾性梁要素にし、地盤反力を地盤バネにモデリングしたFEM解析より求めます。
- 境界条件は液状化層下端の水平方向を地盤バネで支持し、鋼材端部はピン支持とします。
- 外力は液状化層及び準液状化層から鋼材に作用する土水圧とします。



- 根入れ層の地盤反力は受動土圧値を上限值とします。従って、準完全液状化層の土水圧によるモーメントが根入れ層の地盤反力によるモーメントを上回る場合は、支持端部(ピン支持部)のモーメントが釣合ように液状化層の土水圧を一定に低減します。

- 受動土圧の上限値は以下の計算式で算出します。一方、支持層が複数の層で構成されている場合は、層ごとに受動土圧の上限値を計算します。



$$P_{EP1} = K_{EP1} \times (\sigma_{v1} + q) + 2C_1 \sqrt{K_{EP1}}$$

$$P_{EP2} = K_{EP2} \times (\sigma_{v2} + q) + 2C_2 \sqrt{K_{EP2}}$$

ここで、  
 $\sigma_{v1}$ ,  $\sigma_{v2}$  は各該当層の底面位置における鉛直全応力  
 $q$  は上載荷重、つまり、盛土の上載荷重  $w$   
 $K_{EP1}$ ,  $K_{EP2}$  は受動土圧係数

▶ 受動土圧係数は非液状化層、準液状化層に別に式を使用します。

非液状化層	準液状化層
$K_{EP} = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' - \delta) \cdot \sin(\varphi' - \theta)}{\cos(\delta - \theta)}} \right)} \cdot \cos \delta$	$K_{EP} = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta' - \theta) \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' - \delta') \cdot \sin(\varphi' - \theta)}{\cos(\delta' - \theta)}} \right)} \cdot \cos \delta'$

▶ 下表に支持層の受動土圧の上限値  $P_{EP}$  を示します。

土質名	$K_{EP}$	$P_{EP}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Ac1	1.03	289.87
As2	1.64	396.33

4.1.2 応力の検討

“安全率  $F_s = \text{許容応力度(設計強度)} / \text{発生曲げ応力度}$ ”

▶ 下表に対策工の深度位置別の安全率から最小安全率を示します。

安全率 $F_s$	設計強度 $(\text{kN/m}^2)$	最大断面応力度 $\sigma_{\text{max}} (\text{kN/m}^2)$
2.95	2.70E+05	9.17E+04

▶ 下表に対策工の深度別の応力調査結果を示します。

深さ (m)	安全率 $F_s$	設計強度 $(\text{kN/m}^2)$	発生断面応力度 $\sigma (\text{kN/m}^2)$	発生曲げモーメント $M (\text{kN}\cdot\text{m/m})$
0.00	5296971532404.60	2.70E+05	5.10E-08	3.63E-11
0.23	11476771653543.30	2.70E+05	2.35E-08	1.68E-11
0.46	9837232845894.26	2.70E+05	2.74E-08	1.96E-11
0.69	3227860078852.45	2.70E+05	8.36E-08	5.96E-11
0.92	6664008867029.20	2.70E+05	4.05E-08	2.89E-11
1.15	3083328258465.68	2.70E+05	-8.76E-08	-6.24E-11
1.38	1812155976264.48	2.70E+05	-1.49E-07	-1.06E-10
1.50	17215157480315.00	2.70E+05	1.57E-08	1.12E-11
1.61	17044.35	2.70E+05	1.58E+01	1.13E-02
1.84	806.02	2.70E+05	3.35E+02	2.39E-01
2.07	237.13	2.70E+05	1.14E+03	8.11E-01
2.30	108.78	2.70E+05	2.48E+03	1.77E+00
2.53	61.22	2.70E+05	4.41E+03	3.14E+00
2.76	38.77	2.70E+05	6.96E+03	4.96E+00
2.99	26.52	2.70E+05	1.02E+04	7.26E+00
3.22	19.16	2.70E+05	1.41E+04	1.00E+01
3.45	14.41	2.70E+05	1.87E+04	1.33E+01
3.68	11.19	2.70E+05	2.41E+04	1.72E+01
3.91	8.91	2.70E+05	3.03E+04	2.16E+01
4.14	7.24	2.70E+05	3.73E+04	2.66E+01
4.37	5.99	2.70E+05	4.51E+04	3.21E+01
4.60	5.02	2.70E+05	5.38E+04	3.83E+01
4.83	4.26	2.70E+05	6.33E+04	4.51E+01
5.00	3.81	2.70E+05	7.09E+04	5.05E+01
5.06	3.67	2.70E+05	7.35E+04	5.24E+01
5.29	3.31	2.70E+05	8.16E+04	5.81E+01
5.52	3.10	2.70E+05	8.71E+04	6.20E+01
5.75	2.99	2.70E+05	9.03E+04	6.44E+01
5.98	2.95	2.70E+05	9.17E+04	6.53E+01
6.21	2.95	2.70E+05	9.14E+04	6.51E+01
6.44	3.01	2.70E+05	8.97E+04	6.39E+01
6.67	3.11	2.70E+05	8.69E+04	6.19E+01
6.90	3.24	2.70E+05	8.32E+04	5.93E+01
7.13	3.43	2.70E+05	7.87E+04	5.61E+01
7.36	3.66	2.70E+05	7.37E+04	5.25E+01
7.59	3.96	2.70E+05	6.82E+04	4.86E+01
7.82	4.33	2.70E+05	6.23E+04	4.44E+01
8.00	4.69	2.70E+05	5.76E+04	4.10E+01
8.05	4.81	2.70E+05	5.62E+04	4.00E+01
8.28	5.48	2.70E+05	4.93E+04	3.51E+01
8.51	6.44	2.70E+05	4.20E+04	2.99E+01
8.74	7.82	2.70E+05	3.45E+04	2.46E+01
8.97	9.92	2.70E+05	2.72E+04	1.94E+01
9.20	13.31	2.70E+05	2.03E+04	1.45E+01
9.43	19.56	2.70E+05	1.38E+04	9.84E+00
9.66	34.48	2.70E+05	7.83E+03	5.58E+00
9.89	112.44	2.70E+05	2.40E+03	1.71E+00
10.00	731824267782427000.00	2.70E+05	3.69E-13	2.63E-16

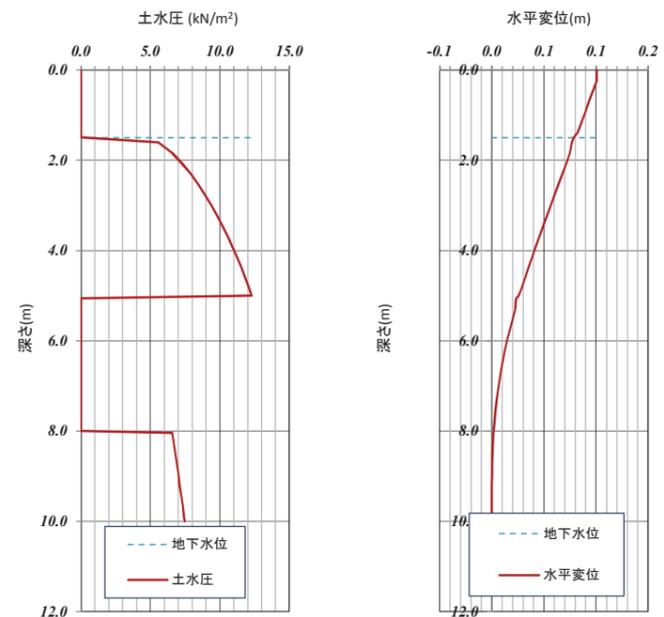
※ 上表における深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

SOLIFLUK PE 対策工諸元設定	5章 結果グラフ
------------------------	----------

5章 結果グラフ

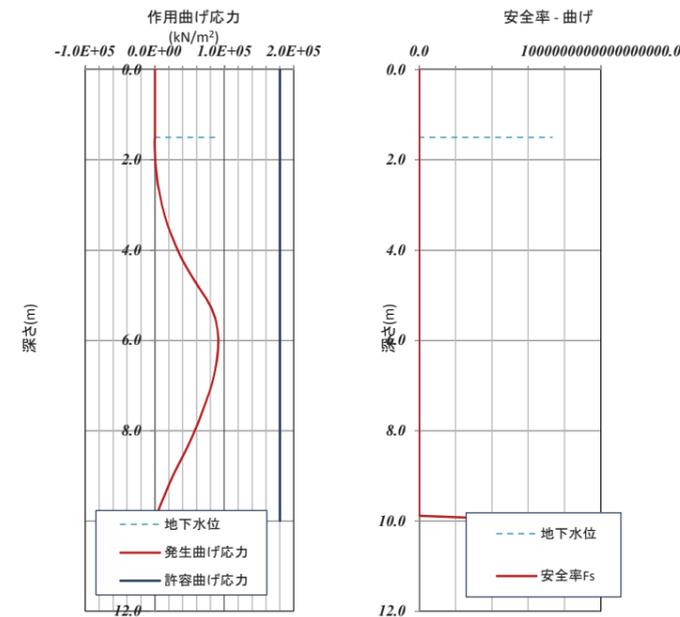
5.1 深度別の結果グラフ

▶ 深度別に鋼材に作用する土水圧と鋼材の変位結果を示します。



※ 上グラフにおける深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

▶ 深度別に鋼材に発生する曲げ応力度とそれに対する安全率の結果を示します。



※ 上グラフにおける深さは、検討対象側の水平地盤高を基準にした距離です。

深度 (m)	土水圧 $(\text{kN/m}^2)$	変位 (m)	曲げ応力	
			発生応力 $(\text{kN/m}^2)$	安全率 $F_s$
0.00	0.00	0.10	0.00	5296971532404.60
0.23	0.00	0.10	0.00	11476771653543.30
0.46	0.00	0.10	0.00	9837232845894.26
0.69	0.00	0.09	0.00	3227860078852.45
0.92	0.00	0.09	0.00	6664008867029.20
1.15	0.00	0.09	0.00	3083328258465.68
1.38	0.00	0.08	0.00	1812155976264.48
1.50	0.00	0.08	0.00	17215157480315.00
1.61	5.60	0.08	15.84	17044.35
1.84	6.57	0.08	334.98	806.02
2.07	7.29	0.07	1138.64	237.13
2.30	7.90	0.07	2481.97	108.78
2.53	8.44	0.06	4410.59	61.22
2.76	8.93	0.06	6964.97	38.77
2.99	9.38	0.06	10181.45	26.52
3.22	9.79	0.05	14093.86	19.16
3.45	10.18	0.05	18731.93	14.41
3.68	10.55	0.05	24127.82	11.19
3.91	10.89	0.04	30305.37	8.91
4.14	11.22	0.04	37291.25	7.24
4.37	11.52	0.04	45109.32	5.99
4.60	11.81	0.03	53783.43	5.02
4.83	12.09	0.03	63333.24	4.26
5.00	12.28	0.03	70886.08	3.81
5.06	0.00	0.02	73476.66	3.67
5.29	0.00	0.02	81554.35	3.31
5.52	0.00	0.02	87056.89	3.10
5.75	0.00	0.02	90323.89	2.99
5.98	0.00	0.01	91671.11	2.95
6.21	0.00	0.01	91384.83	2.95
6.44	0.00	0.01	89728.87	3.01
6.67	0.00	0.01	86934.80	3.11
6.90	0.00	0.01	83211.71	3.24
7.13	0.00	0.01	78742.04	3.43
7.36	0.00	0.00	73684.36	3.66
7.59	0.00	0.00	68170.59	3.96
7.82	0.00	0.00	62315.81	4.33
8.00	0.00	0.00	57559.85	4.69
8.05	6.57	0.00	56188.78	4.81
8.28	6.68	0.00	49301.13	5.48
8.51	6.79	0.00	41954.59	6.44
8.74	6.90	0.00	34511.21	7.82
8.97	7.01	0.00	27230.63	9.92
9.20	7.12	0.00	20291.06	13.31
9.43	7.23	0.00	13803.92	19.56
9.66	7.33	0.00	7830.84	34.48
9.89	7.43	0.00	2401.27	112.44
10.00	7.48	0.00	0.00	731824267782427000.00



SOLIFLUK PE

河川堤防の液状化対策ソリューション

# SOLIFLUK PE

## 設計計算検証事例集



株式会社マイダスイテュジャパン  
〒101-0021 東京都千代田区外神田5-3-1 秋葉原OSビル7F  
Copyright © Since 1989 MIDAS Information Technology Co., Ltd. All rights reserved.

<http://jp.midasuser.com/geotech>