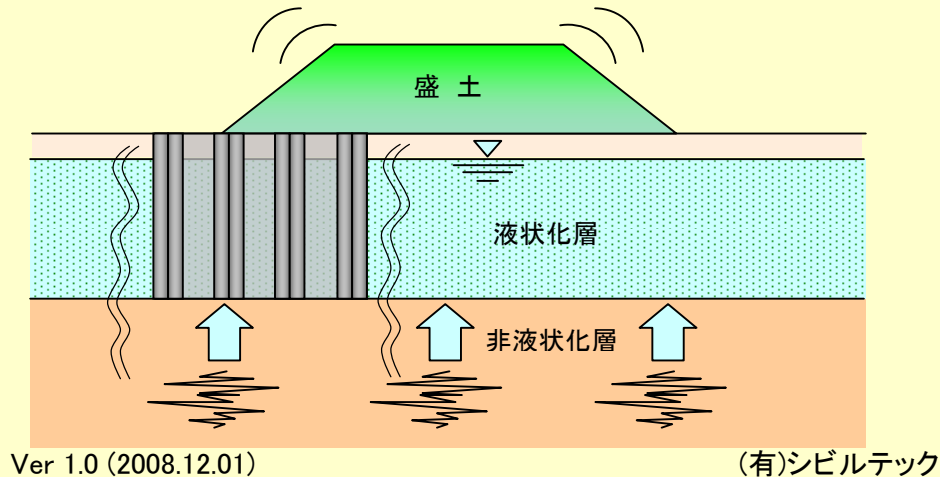


耐液状化深層混合処理工法の計算

「液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)」に準拠

最初にお読み下さい

計算へ進む >



[本ソフトの機能]

- (1) 盛土構造物の液状化対策工としての深層混合処理工法の安定計算を行います。
- (2) 改良体の形式は格子式改良とします。
- (3) 計算方法は、「液状化対策工法設計・施工マニュアル(案) 平成11年3月」(建設省土木研究所、共同研究報告書 第186号)に拠ります。

[操作手順]

- (1) 「計算条件」シートの必要項目(黄色セル)を入力して下さい。
- (2) 入力が終わったら、「計算結果」シートで計算結果の確認を行って下さい。
- (3) 計算結果のまとめが「計算条件」シートの右上にも表示されますので、ここで確認しながら計算条件の修正を行うことができます。

[本ソフトの作成に当って参考とした文献]

- (1) 「液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)」(平成11年3月)
 - (2) 「液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)にもとづく試算例」(平成11年3月)
 - (3) 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」(日本道路協会)
- ※ (1)と(2)は(財)土木研究センターのホームページ(コピーサービス)から購入できます。

[著作権について]

本ソフトウェア(EXCELファイル)は著作物であり、著作権は(有)シビルテックが保有しています。このファイルをそのまま配布することや、成果品として提出することは禁止します。報告書として提出する場合は、PDFやDocuWorks等へ出力したものを納品下さい。

[免責特約の明示]

本ソフトを使用したことにより生じたいかなる損害に対して作成者および掲載者は一切の責任を負いません。あらゆる損害の免責をご承諾いただくことを使用条件とします。

深層混合処理工法による液状化対策工の計算

※計算方法は「液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)」(以下マニュアルと呼ぶ)に拠る。

タイトル	深層混合処理工法による液状化対策工
サブタイトル	SAMPLE DATA

1.計算条件

(1) 基準安全率

項目	記号	単位	数値	備考
滑動安全率	Fs1	-	1.000	
転倒安全率	Fs2	-	1.100	
支持力安全率	Fs3	-	1.000	

(2) 設計水平震度

項目	記号	単位	数値	備考
地表面の設計水平震度	kh ₀	-	0.150	

(3) 改良体の許容応力度 (常時の値を入力する。地震時は常時の1.5倍の値を用いる)

項目	記号	単位	数値	備考
許容圧縮強度 (常時)	qua	kN/m ²	450.0	
許容せん断強度 (常時)	τ a	kN/m ²	225.0	

(4) 改良体底面の支持力係数

項目	記号	単位	数値	備考
改良体底面の形状係数	α	-	1.000	
	β	-	1.000	

(5) 盛土の土質定数

項目	記号	単位	数値	備考
盛土材の単位体積重量	γ b	kN/m ³	19.00	

(6) 盛土形状データ

盛土を構成する節点の座標 (盛土の左下隅を節点No1とする)					
節点No	X(m)	Y(m)	節点No	X(m)	Y(m)
1	0.000	0.000	11		
2	7.500	5.000	12		
3	12.500	5.000	13		
4	20.000	10.000	14		
5	38.000	10.000	15		
6	38.000	0.000	16		
7			17		
8			18		
9			19		
10			20		

(7) 載荷重 (地震時に確実に作用するもののみとする。:マニュアル P124)

荷重No	荷重強度 q (kN/m ²)	左端		右端		備考
		XL(m)	YL(m)	XR(m)	YR(m)	
1	10.000	7.500	5.000	12.500	5.000	
2	10.000	20.000	10.000	38.000	10.000	

(8) 改良地盤の形状・寸法

項目	記号	単位	数値	備考
改良地盤の左端X座標	XL	m	0.000	
改良率	ap	%	55.000	
改良幅	B	m	16.000	
改良深さ	D	m	8.000	
延長方向1ユニットの長さ	LU	m	3.200	
延長方向の改良体壁厚	LT	m	0.800	
横断方向の改良体壁厚	BT	m	1.600	
横断方向の格子内幅	BW	m	3.200	

(9) 改良対象部の地盤条件

(入力表 -1)

注)地下水位で層を分けること

層 No	改良体部 層名称	層タイプ	層厚 T (m)	空中=0 水中=1	湿潤重量 γ (kN/m ³)	飽和重量 γ sat (kN/m ³)
1	As1	砂質非液状化	0.500	0	17.000	18.000
2	As1	準液状化	2.500	1	17.000	18.000
3	Ac1	粘性非液状化	1.000	1	15.500	16.500
4	As2	準液状化	3.000	1	16.500	17.500
5	ac2	粘性非液状化	1.000	1	16.000	17.000
6						
7						
8						
9						
10						
合計	-	-	8.000	-	-	-

(入力表 -2)

層 No	改良体部 層名称	内部 摩擦角 φ(°)	壁面 摩擦角 δ(°)	粘着力 C (kN/m ²)	備考
1	As1	35.000	17.500	0.000	
2	As1	35.000	17.500	0.000	
3	Ac1	0.000	0.000	30.000	
4	As2	30.000	15.000	0.000	
5	ac2	0.000	0.000	42.000	
6					
7					
8					
9					
10					

(10) 改良対象部・左端側の地盤条件

地下水位(地表面からの深度) HwL (m) = 0.500					
層 No	左端部層名称	左端側層タイプ	左端側層厚 T (m)	液状化抵抗率 FL	備考
1	As1	砂質非液状化	0.500	0.000	
2	As1	完全液状化	2.500	0.820	
3	Ac1	粘性非液状化	1.000	0.000	
4	As2	完全液状化	3.000	0.750	
5	ac2	粘性非液状化	1.000	0.000	
6					
7					
8					
9					
10					
合計	-	-	8.000	-	-

(11) 改良対象部・右端側の地盤条件

地下水位(地表面からの深度) HwR (m) = 0.500					
層 No	右端部層名称	右端側層タイプ	右端側層厚 T (m)	液状化抵抗率 FL	備考
1	As1	砂質非液状化	0.500	0.000	
2	As1	準液状化	2.500	1.250	
3	Ac1	粘性非液状化	1.000	0.000	
4	As2	完全液状化	3.000	0.950	
5	ac2	粘性非液状化	1.000	0.000	
6					
7					
8					
9					
10					
合計	-	-	8.000	-	-

(12) 改良地盤が着底支持の場合の底面部(支持層)の地盤条件

改良地盤の底面タイプ 改良地盤が非液状化層に ・根入れする場合 TP=0 ・着底する場合 TP=1 TP= 1		着底支持層の土質定数 (TP=1の場合に入力する) <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>土質種別</th> <th>内部摩擦角 $\phi_b(^{\circ})$</th> <th>粘着力 C_b (kN/m²)</th> <th>水中重量 γ_b(kN/m³)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>砂質土</td> <td>32.000</td> <td>0.000</td> <td>9.000</td> </tr> </tbody> </table>	土質種別	内部摩擦角 $\phi_b(^{\circ})$	粘着力 C_b (kN/m ²)	水中重量 γ_b (kN/m ³)	砂質土	32.000	0.000	9.000
土質種別	内部摩擦角 $\phi_b(^{\circ})$	粘着力 C_b (kN/m ²)	水中重量 γ_b (kN/m ³)							
砂質土	32.000	0.000	9.000							

(13) その他の計算条件

項目	記号	単位	数値	備考
静止土圧係数	Ko	-	0.500	
水の単位体積重量	γ_w	γ (kN/m ³)	10.000	

2. 改良体の重量・慣性力の計算

(1) 改良地盤の重量計算

改良地盤の重量計算表

層 No	層名称	層厚 h (m)	空中=0 水中=1	湿潤重量 γ (kN/m ³)	飽和重量 γ sat (kN/m ³)	実重量 W (kN/m)	有効重量 W' (kN/m)
1	As1	0.500	0	17.000	18.000	136.000	136.000
2	As1	2.500	1	17.000	18.000	720.000	320.000
3	Ac1	1.000	1	15.500	16.500	264.000	104.000
4	As2	3.000	1	16.500	17.500	840.000	360.000
5	ac2	1.000	1	16.000	17.000	272.000	112.000
6							
7							
8							
9							
10							
合計	-	8.000	-	-	-	2,232.000	1,032.000

(2) 改良地盤の慣性力計算

改良地盤の慣性力用震度は、地表面の設計水平震度を改良地盤底面深度で補正したものを改良体に一様に与える。(マニュアル、P112)

$$kh = rd \cdot kh0 = 0.880 \times 0.150 = 0.132$$

ここに、kh：低減した改良地盤の慣性力用震度

kh0：地表面で与えられる設計水平震度 = 0.15

rd：深度方向の震度の低減係数

$$rd = 1 - 0.015z = 0.880$$

z：改良体底面の深度 = 8.000(m)

改良地盤の慣性力計算表

層 No	層厚 h (m)	累加層厚 Σh (m)	実重量 W (kN/m)	設計震度 kh	慣性力 H (kN/m)	作用高 YY (m)	モーメント M (kN・m/m)
1	0.500	0.500	136.000	0.132	17.952	7.750	139.128
2	2.500	3.000	720.000	0.132	95.040	6.250	594.000
3	1.000	4.000	264.000	0.132	34.848	4.500	156.816
4	3.000	7.000	840.000	0.132	110.880	2.500	277.200
5	1.000	8.000	272.000	0.132	35.904	0.500	17.952
6							
7							
8							
9							
10							
合計	8.000	-	2,232.000	-	294.624	4.022	1,185.096

3. 改良体に作用する盛土荷重・載荷重の計算

(1) 盛土の重量計算

盛土の重量計算表

盛土箇所	断面積 A(m ²)	単位重量 γ b (m)	重量 W _E (kN/m)	盛土幅 b (m)	重心位置	
					X(m)	Y(m)
改良体の左側地盤上	0.000	19.000	0.000	0.000	-	-
改良体の上部	65.333	19.000	1,241.327	16.000	10.006	2.466
改良体の右側地盤上	214.667	19.000	4,078.673	22.000	-	-

(2) 改良体上部盛土の慣性力計算

改良体上部盛土の慣性力計算表

(YY:改良体下端からの高さ)

盛土箇所	重量 W _E (kN/m)	設計震度 kh	慣性力 H _E (kN/m)	作用高 YY (m)	モーメント M(kN・m/m)
改良体の上部	1,241.327	0.150	186.199	10.466	1,948.759

(3) 載荷重の計算

載荷重の計算表

載荷重の載荷範囲	荷重No	載荷幅 L (m)	荷重強度 q (kN/m ²)	載荷重 W _q (kN/m)	作用位置中心	
					X (m)	Y (m)
改良体の左側地盤上	1	0.000	10.000	0.000	-	-
	2	0.000	10.000	0.000	-	-
	合計	-	-	0.000	-	-
改良体の上部	1	5.000	10.000	50.000	10.000	5.000
	2	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000
	合計	-	-	50.000	10.000	5.000
改良体の右側地盤上	1	0.000	10.000	0.000	-	-
	2	18.000	10.000	180.000	-	-
	合計	-	-	180.000	-	-

(4) 改良体上部載荷重の慣性力計算

改良体上部載荷重の慣性力計算表

(YY:改良体下端からの高さ)

載荷箇所	載荷重 W _q (kN/m)	設計震度 kh	慣性力 H _q (kN/m)	作用高 YY(m)	モーメント M(kN・m/m)
改良体の上部	50.000	0.150	7.500	13.000	97.500

(5) 盛土と載荷重の平均荷重

改良体両側地盤上の盛土と載荷重の合計を載荷幅(=盛土幅)で割って平均荷重を求める。
平均荷重の値を比較して、大きい方を主働側、小さい方を受働側と判定する。

平均荷重の計算表

計算箇所	重量 W _b (kN/m)	載荷重 W _q (kN/m)	合計 W _b + W _q (kN/m)	盛土幅 b (m)	平均荷重 w (kN/m ²)	備考
改良体の左側地盤上	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	受働側
改良体の上部	1,241.327	50.000	1,291.327	16.000	80.708	
改良体の右側地盤上	4,078.673	180.000	4,258.673	22.000	193.576	主働側

[主働側と受働側の判定結果]

・主働側→ 改良体の右側地盤

・受働側→ 改良体の左側地盤

4. 改良体に作用する土圧・水圧の計算

(1) 土質定数の低減計算

準液状化層において、過剰間隙水圧の上昇を考慮した土圧係数を求める場合、内部摩擦角 ϕ と壁面摩擦角 δ は、過剰間隙水圧比 γ_u を用いて低減する。(マニュアル、P122)

$$\phi' = \tan^{-1} \{ (1 - \gamma_u) \cdot \tan(\phi) \}$$

$$\delta' = (\phi' / \phi) \cdot \delta$$

ここに、 ϕ 、 δ : 低減する前の 内部摩擦角と壁面摩擦角

ϕ' 、 δ' : 低減後の 内部摩擦角と壁面摩擦角

γ_u : 過剰間隙水圧比

$$\gamma_u = F_L^{-7} \quad (F_L > 1)$$

$$\gamma_u = 1 \quad (F_L \leq 1)$$

土質定数の低減計算表

改良体の左側地盤: 受働側

層 No	層タイプ	液状化抵抗率 F_L	過剰間隙水圧比 γ_u	内部摩擦角		壁面摩擦角	
				入力値	低減値	入力値	低減値
				$\phi (^{\circ})$	$\phi' (^{\circ})$	$\delta (^{\circ})$	$\delta' (^{\circ})$
1	砂質非液状化	0.000	0.000	35.000	35.000	17.500	17.500
2	完全液状化	0.820	1.000	35.000	0.000	17.500	0.000
3	粘性非液状化	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	完全液状化	0.750	1.000	30.000	0.000	15.000	0.000
5	粘性非液状化	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6							
7							
8							
9							
10							

土質定数の低減計算表

改良体の右側地盤: 主働側

層 No	層タイプ	液状化抵抗率 F_L	過剰間隙水圧比 γ_u	内部摩擦角		壁面摩擦角	
				入力値	低減値	入力値	低減値
				$\phi (^{\circ})$	$\phi' (^{\circ})$	$\delta (^{\circ})$	$\delta' (^{\circ})$
1	砂質非液状化	0.000	0.000	35.000	35.000	17.500	17.500
2	準液状化	1.250	0.210	35.000	28.950	17.500	14.475
3	粘性非液状化	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	完全液状化	0.950	1.000	30.000	0.000	15.000	0.000
5	粘性非液状化	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6							
7							
8							
9							
10							

(2) 見掛けの震度計算

改良体に作用する土圧・水圧の算定に用いる設計用地震力は、地表面で与えられる設計水平震度 kh_0 を用いる。(マニュアル、P112)

ただし、水位以深では見掛けの震度 kh' を用いる。(マニュアル、P122)

$$kh' = \gamma / (\gamma - \gamma_w) \cdot kh_0$$

ここに、 kh' : 見掛けの震度

kh_0 : 地表面で与えられる設計水平震度

γ : 地盤の単位体積重量(飽和重量)

γ_w : 水の単位体積重量

見掛けの震度計算表

改良体の左側地盤: 受働側

層 No	層タイプ	空中=0 水中=1	飽和重量 γ (kN/m ³)	補正係数 $\gamma / (\gamma - \gamma_w)$	地表面の 設計震度 kh_0	見掛けの 震度 kh'	備考
1	砂質非液状化	0	18.000	1.000	0.150	0.150	水位以浅
2	完全液状化	1	18.000	2.250	0.150	0.338	水位以深
3	粘性非液状化	1	16.500	2.538	0.150	0.381	水位以深
4	完全液状化	1	17.500	2.333	0.150	0.350	水位以深
5	粘性非液状化	1	17.000	2.429	0.150	0.364	水位以深
6							
7							
8							
9							
10							

見掛けの震度計算表

改良体の右側地盤: 主働側

層 No	層タイプ	空中=0 水中=1	飽和重量 γ (kN/m ³)	補正係数 $\gamma / (\gamma - \gamma_w)$	地表面の 設計震度 kh_0	見掛けの 震度 kh'	備考
1	砂質非液状化	0	18.000	1.000	0.150	0.150	水位以浅
2	準液状化	1	18.000	2.250	0.150	0.338	水位以深
3	粘性非液状化	1	16.500	2.538	0.150	0.381	水位以深
4	完全液状化	1	17.500	2.333	0.150	0.350	水位以深
5	粘性非液状化	1	17.000	2.429	0.150	0.364	水位以深
6							
7							
8							
9							
10							

(3) 土圧係数の計算 (水平土圧係数)

土圧係数の計算表		改良体の左側地盤: 受働側	
層 No	層タイプ	計算に必要な土圧係数	土圧係数
1	砂質非液状化	地震時の受働土圧係数 (Kp)	6.192
2	完全液状化	液状化した土層の泥水圧係数 (Kp)	1.000
3	粘性非液状化	地震時の受働土圧係数 (Kp)	1.000
4	完全液状化	液状化した土層の泥水圧係数 (Kp)	1.000
5	粘性非液状化	地震時の受働土圧係数 (Kp)	1.000
6			
7			
8			
9			
10			

土圧係数の計算表		改良体の右側地盤: 主働側	
層 No	層タイプ	計算に必要な土圧係数	土圧係数
1	砂質非液状化	地震時の主働土圧係数 (Ka)	0.325
2	準液状化	常時の主働土圧係数 (Ka)	0.235
		間隙水圧考慮・地震時主働土圧係数 (Kea')	0.618
3	粘性非液状化	地震時の主働土圧係数 (Ka)	1.000
4	完全液状化	液状化した土層の泥水圧係数 (Ka)	1.000
5	粘性非液状化	地震時の主働土圧係数 (Ka)	1.000
6			
7			
8			
9			
10			

(4) 動水圧の計算

改良体に作用する完全液状化時または準液状化時の土水圧の振動成分は以下の拡張された動水圧公式により求める。(マニュアル、P123)

$$P_{dw} = 7/8 \cdot kh \cdot (\gamma_w + \gamma_u \cdot \gamma') \cdot \sqrt{h \cdot Z_w}$$

- ここに、 P_{dw} : 水位面からの深度 Z_w における動水圧 (kN/m^2)
- kh : 地表面で与えられる設計水平震度 ($=kh_0$)
- γ' : 土の単位体積重量(有効重量)
- γ_w : 水の単位体積重量
- γ_u : 過剰間隙水圧比
- h : 動水圧を計算する層の厚さ (m)
- Z_w : 動水圧を計算する位置の水位面からの深さ (m)

動水圧の計算表

改良体の左側地盤: 受働側

層 No	層タイプ	層厚 h (m)	計算深度 D (m)	水位からの 深度 Zw(m)	過剰間隙 水圧比 γ_u	水中重量 γ (kN/m^3)	動水圧 P_{dw} (kN/m^2)
1	砂質非液状化	0.500	0.000	0.000	0.000	8.000	
			0.500	0.000			
2	完全液状化	2.500	0.500	0.000	1.000	8.000	0.000
			3.000	2.500			5.906
3	粘性非液状化	1.000	3.000	2.500	0.000	6.500	
			4.000	3.500			
4	完全液状化	3.000	4.000	3.500	1.000	7.500	7.443
			7.000	6.500			10.143
5	粘性非液状化	1.000	7.000	6.500	0.000	7.000	
			8.000	7.500			
6							
7							
8							
9							
10							

動水圧の計算表

改良体の右側地盤: 主働側

層 No	層タイプ	層厚 h (m)	計算深度 D (m)	水位からの の 深度	過剰間隙 水圧比 γ_u	水中重量 γ (kN/m ³)	動水圧 Pdw (kN/m ²)
1	砂質非液状化	0.500	0.000	0.000	0.000	8.000	
			0.500	0.000			
2	準液状化	2.500	0.500	0.000	0.210	8.000	0.000
			3.000	2.500			3.833
3	粘性非液状化	1.000	3.000	2.500	0.000	6.500	
			4.000	3.500			
4	完全液状化	3.000	4.000	3.500	1.000	7.500	7.443
			7.000	6.500			10.143
5	粘性非液状化	1.000	7.000	6.500	0.000	7.000	
			8.000	7.500			
6							
7							
8							
9							
10							

(5) 土圧・水圧強度の計算

1) 改良体の左側地盤: 受働側

計算深度における累加有効重量計算表

地盤上の平均荷重 $w=$ 0.000

層 No	層厚 h (m)	計算深度 D (m)	水位からの 深度	空中=0 水中=1	有効重量 γ (kN/m ³)	$\gamma \cdot h$	$\Sigma(\gamma \cdot h)$ + w
1	0.500	0.000	-0.500	0	17.000	8.500	0.000
		0.500	0.000				8.500
2	2.500	0.500	0.000	1	8.000	20.000	8.500
		3.000	2.500				28.500
3	1.000	3.000	2.500	1	6.500	6.500	28.500
		4.000	3.500				35.000
4	3.000	4.000	3.500	1	7.500	22.500	35.000
		7.000	6.500				57.500
5	1.000	7.000	6.500	1	7.000	7.000	57.500
		8.000	7.500				64.500
6							
7							
8							
9							
10							

土圧・水圧強度の計算表

層 No	層タイプ	計算深度 D (m)	土圧強度算定式	土圧強度 p (kN/m ²)
1	砂質非液状化	0.000	(d) $6.192 \cdot 0.000 + 2 \cdot 0.000 \cdot \sqrt{(6.192) + 0.000}$	0.000
		0.500	(d) $6.192 \cdot 8.500 + 2 \cdot 0.000 \cdot \sqrt{(6.192) + 0.000}$	52.632
2	完全液状化	0.500	(a) $8.500 + 0.000 - 0.000$	8.500
		3.000	(a) $28.500 + 25.000 - 5.906$	47.594
3	粘性非液状化	3.000	(d) $1.000 \cdot 28.500 + 2 \cdot 30.000 \cdot \sqrt{(1.000) + 25.000}$	113.500
		4.000	(d) $1.000 \cdot 35.000 + 2 \cdot 30.000 \cdot \sqrt{(1.000) + 35.000}$	130.000
4	完全液状化	4.000	(a) $35.000 + 35.000 - 7.443$	62.557
		7.000	(a) $57.500 + 65.000 - 10.143$	112.357
5	粘性非液状化	7.000	(d) $1.000 \cdot 57.500 + 2 \cdot 42.000 \cdot \sqrt{(1.000) + 65.000}$	206.500
		8.000	(d) $1.000 \cdot 64.500 + 2 \cdot 42.000 \cdot \sqrt{(1.000) + 75.000}$	223.500
6				
7				
8				
9				
10				

土圧強度算定式

(a)完全液状化層

$$p = \{ \Sigma(\gamma \cdot h) + w \} P_w - P_{dw}$$

(b)準液状化層-1

$$p = K_p \cdot \{ \Sigma(\gamma \cdot h) + w \} + P_w - P_{dw} + \gamma_u \cdot (1 - K_p) + \{ \Sigma(\gamma \cdot h) + w \}$$

(c)準液状化層-2

$$p = K_{p'} \cdot \{ \Sigma(\gamma \cdot h) + w \} + P_w$$

(d)非液状化層

$$p = K_{ep} \cdot \{ \Sigma(\gamma \cdot h) + w \} + P_w$$

2) 改良体の右側地盤: 主働側

計算深度における累加有効重量計算表				地盤上の平均荷重 w=		193.576	
層 No	層厚 h (m)	計算深度 D (m)	水位からの深度	空中=0 水中=1	有効重量 γ (kN/m ³)	$\gamma \cdot h$	$\Sigma(\gamma \cdot h) + w$
1	0.500	0.000	-0.500	0	17.000	8.500	193.576
		0.500	0.000				202.076
2	2.500	0.500	0.000	1	8.000	20.000	202.076
		3.000	2.500				222.076
3	1.000	3.000	2.500	1	6.500	6.500	222.076
		4.000	3.500				228.576
4	3.000	4.000	3.500	1	7.500	22.500	228.576
		7.000	6.500				251.076
5	1.000	7.000	6.500	1	7.000	7.000	251.076
		8.000	7.500				258.076
6							
7							
8							
9							
10							

土圧・水圧強度の計算表

層 No	層タイプ	計算深度 D (m)	土圧強度算定式	土圧強度 p (kN/m ²)
1	砂質非液状化	0.000	(d) $0.325 \cdot 193.576 - 2 \cdot 0.000 \cdot \sqrt{(0.325) + 0.000}$	62.912
		0.500	(d) $0.325 \cdot 202.076 - 2 \cdot 0.000 \cdot \sqrt{(0.325) + 0.000}$	65.675
2	準液状化	0.500	(c) $0.618 \cdot 202.076 + 0.000$	124.883
		3.000	(c) $0.618 \cdot 222.076 + 25.000$	162.243
3	粘性非液状化	3.000	(d) $1.000 \cdot 222.076 - 2 \cdot 30.000 \cdot \sqrt{(1.000) + 25.000}$	187.076
		4.000	(d) $1.000 \cdot 228.576 - 2 \cdot 30.000 \cdot \sqrt{(1.000) + 35.000}$	203.576
4	完全液状化	4.000	(a) $228.576 + 35.000 + 7.443$	271.019
		7.000	(a) $251.076 + 65.000 + 10.143$	326.219
5	粘性非液状化	7.000	(d) $1.000 \cdot 251.076 - 2 \cdot 42.000 \cdot \sqrt{(1.000) + 65.000}$	232.076
		8.000	(d) $1.000 \cdot 258.076 - 2 \cdot 42.000 \cdot \sqrt{(1.000) + 75.000}$	249.076
6				
7				
8				
9				
10				

土圧強度算定式

(a)完全液状化層

$$p = \{ \Sigma(\gamma \cdot h) + w \} + Pw + Pdw$$

(b)準液状化層-1

$$p = Ka \cdot \{ \Sigma(\gamma \cdot h) + w \} + Pw + Pdw + \gamma u \cdot (1 - Ka) + \{ \Sigma(\gamma \cdot h) + w \}$$

(c)準液状化層-2

$$p = Ka' \cdot \{ \Sigma(\gamma \cdot h) + w \} + Pw$$

(d)非液状化層

$$p = Kea \cdot \{ \Sigma(\gamma \cdot h) + w \} + Pw$$

(6) 土圧・水圧合力の計算

1) 改良体の左側地盤: 受働側

水平合力の計算表

層 No	層厚 h (m)	累加層厚 Σ h (m)	土圧強度		水平力 Pph (kN/m)	作用高 YY (m)	モーメント Mp (kN・m/m)
			上端 p1 (kN/m ²)	下端 p2 (kN/m ²)			
1	0.500	0.500	0.000	52.632	13.158	7.667	100.882
2	2.500	3.000	8.500	47.594	70.118	5.960	417.903
3	1.000	4.000	113.500	130.000	121.750	4.489	546.536
4	3.000	7.000	62.557	112.357	262.371	2.358	618.671
5	1.000	8.000	206.500	223.500	215.000	0.493	105.995
6							
7							
8							
9							
10							
合計	8.000	-	-	-	682.397	2.623	1789.987

鉛直合力の計算表

層 No	層タイプ	層厚 h (m)	壁面 摩擦角 δ' (°)	粘着力 C (kN/m ²)	水平力 Pph (kN/m)	鉛直力 Ppv (kN/m)
1	砂質非液状化	0.500	-17.500	0.000	13.158	-4.149
2	完全液状化	2.500	0.000	0.000	70.118	0.000
3	粘性非液状化	1.000	0.000	30.000	121.750	0.000
4	完全液状化	3.000	0.000	0.000	262.371	0.000
5	粘性非液状化	1.000	0.000	42.000	215.000	0.000
6						
7						
8						
9						
10						
合計	-	8.000	-	-	682.397	-4.149

ここに、 Pph : 改良地盤の受働側に作用する土水圧合力の水平成分
 $Pph = 1/2 \cdot (p1 + p2) \cdot h$
 Ppv : 改良地盤の受働側に作用する土水圧合力の鉛直成分
 砂質土の場合: $Ppv = Pph \cdot \tan \delta'$
 粘性土の場合: $Ppv = 0$ (考慮しない)

支持力検討用の土水圧合力計算表 (発揮割合 f 算定用)

土層区分	水平力 Pph (kN/m)	鉛直力 Ppv (kN/m)
準液状化層の土水圧合力の合計	0.000	0.000
準液状化層以外の層の土水圧合力の合計	682.397	-4.149

2) 改良体の右側地盤: 主働側

水平合力の計算表

層 No	層厚 h (m)	累加層厚 Σ h (m)	土圧強度		水平力 Pah (kN/m)	作用高 YY (m)	モーメント Ma (kN・m/m)
			上端 p1 (kN/m ²)	下端 p2 (kN/m ²)			
1	0.500	0.500	62.912	65.675	32.147	7.748	249.075
2	2.500	3.000	124.883	162.243	358.908	6.196	2223.794
3	1.000	4.000	187.076	203.576	195.326	4.493	877.600
4	3.000	7.000	271.019	326.219	895.857	2.454	2198.433
5	1.000	8.000	232.076	249.076	240.576	0.494	118.845
6							
7							
8							
9							
10							
合計	8.000	-	-	-	1,722.814	3.290	5667.747

鉛直合力の計算表

層 No	層タイプ	層厚 h (m)	壁面 摩擦角 δ' (°)	粘着力 C (kN/m ²)	水平力 Pah (kN/m)	鉛直力 Pav (kN/m)
1	砂質非液状化	0.500	17.500	0.000	32.147	10.136
2	準液状化	2.500	14.475	0.000	358.908	92.652
3	粘性非液状化	1.000	0.000	30.000	195.326	30.000
4	完全液状化	3.000	0.000	0.000	895.857	0.000
5	粘性非液状化	1.000	0.000	42.000	240.576	42.000
6						
7						
8						
9						
10						
合計	-	8.000	-	-	1,722.814	174.788

ここに、
 Pah : 改良地盤の主働側に作用する土水圧合力の水平成分

$$Pah = 1/2 \cdot (p1 + p2) \cdot h$$
 Pav : 改良地盤の主働側に作用する土水圧合力の鉛直成分
 砂質土の場合: $Pav = Pah \cdot \tan \delta'$
 粘性土の場合: $Pav = C \cdot h$

支持力検討用の土水圧合力計算表 (発揮割合 f 算定用)

土層区分	水平力 Pah (kN/m)	鉛直力 Pav (kN/m)
準液状化層の土水圧合力の合計	358.908	92.652
準液状化層以外の層の土水圧合力の合計	1,363.906	82.136

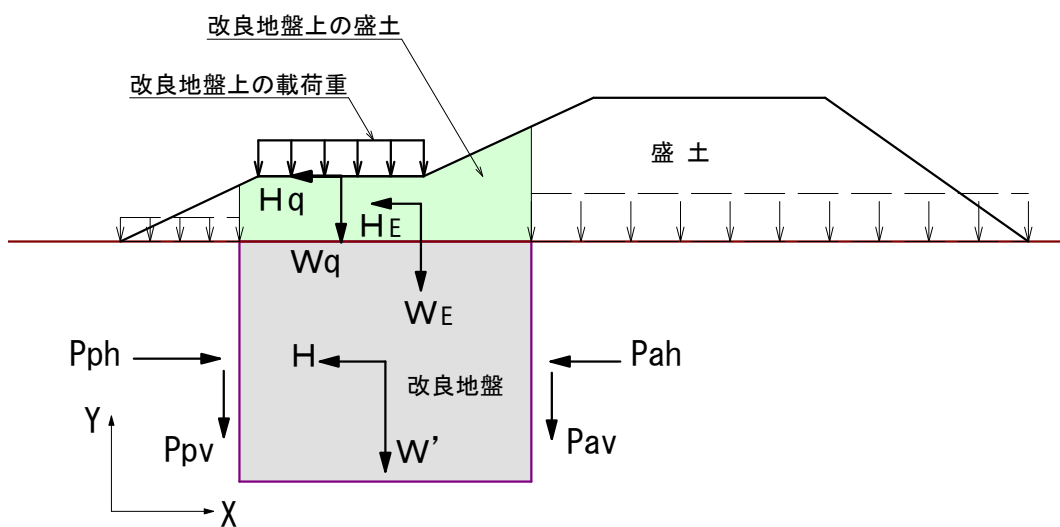
5. 改良体の外的安定の検討

(1) 改良地盤に働く外力

改良地盤に働く外力の集計表

抵抗力		鉛直方向		水平方向		モーメント Mr (kN・m/m)
		V (kN/m)	XX (m)	H (kN/m)	YY (m)	
改良地盤の有効重量	W'	1,032.000	8.000	-	-	8,256.000
改良地盤上盛土重量	W_E	1,241.327	5.994	-	-	7,440.514
改良地盤上の載荷重	W_q	50.000	6.000	-	-	300.000
主働側・鉛直土水圧	P_{av}	174.788	16.000	-	-	2,796.608
受働側・鉛直土水圧	P_{pv}	-4.149	0.000	-	-	0.000
受働側・水平土水圧	P_{ph}	-	-	682.397	2.623	1,789.987
合計		2,493.966		682.397		20,583.109

駆動力		鉛直方向		水平方向		モーメント Md (kN・m/m)
		V (kN/m)	XX (m)	H (kN/m)	YY (m)	
改良地盤の慣性力	H	-	-	294.624	4.022	1,184.978
改良地盤上盛土慣性力	H_E	-	-	186.199	10.466	1,948.759
改良地盤上載荷重慣性力	H_q	-	-	7.500	13.000	97.500
主働側・水平土水圧	P_{ah}	-	-	1,722.814	3.290	5,667.747
合計		-	-	2,211.137		8,898.984



(※本図は概念図なので実際の盛土形状と異なる。)

改良地盤に作用する外力概念図

(2) 滑動の検討

1) 改良地盤底面のせん断抵抗力の計算

改良地盤底面に作用するせん断抵抗力は以下の式で算定する。(マニュアル、P125)

(a) 支持層(非液状化層)に着底する場合

$$FRT = (a_p \cdot W' + W_b + W_q + P_{av} + P_{pv}) \cdot \tan \phi_b + a_p \cdot C_b \cdot B$$

$$FRU = \min\{(1-a_p) \cdot W' \cdot \tan(\phi_{up}) + (1-a_p) \cdot C_{up} \cdot B, (1-a_p) \cdot W' \cdot \tan \phi_b + (1-a_p) \cdot C_b \cdot B\}$$

$$FRa = FRT + FRU$$

- ここに、FRa：改良地盤底面のせん断抵抗力 (kN/m)
- FRT：格子部のせん断抵抗力 (kN/m)
- FRU：格子内の未改良部のせん断抵抗力 (kN/m)
- ap：改良率
- ϕ_{up} ：支持層上層の砂層の内部摩擦角(度)
- ϕ_b ：支持層の内部摩擦角(度)
- Cup：支持層上層の粘着力 (kN/m²)
- Cb：支持層の粘着力 (kN/m²)
- B：改良体の幅 (m)

(b) 支持層(非液状化層)に根入れする場合

$$FRb = (W' + W_b + W_q + P_{av} + P_{pv}) \cdot \tan \phi_b + C_b \cdot B$$

- ここに、FRb：改良地盤底面のせん断抵抗力 (kN/m)
- ϕ_b ：支持層の内部摩擦角(度)
- Cb：支持層の粘着力 (kN/m²)
- B：改良体の幅 (m)

改良地盤底面のせん断抵抗力の計算表 単位：kN/m

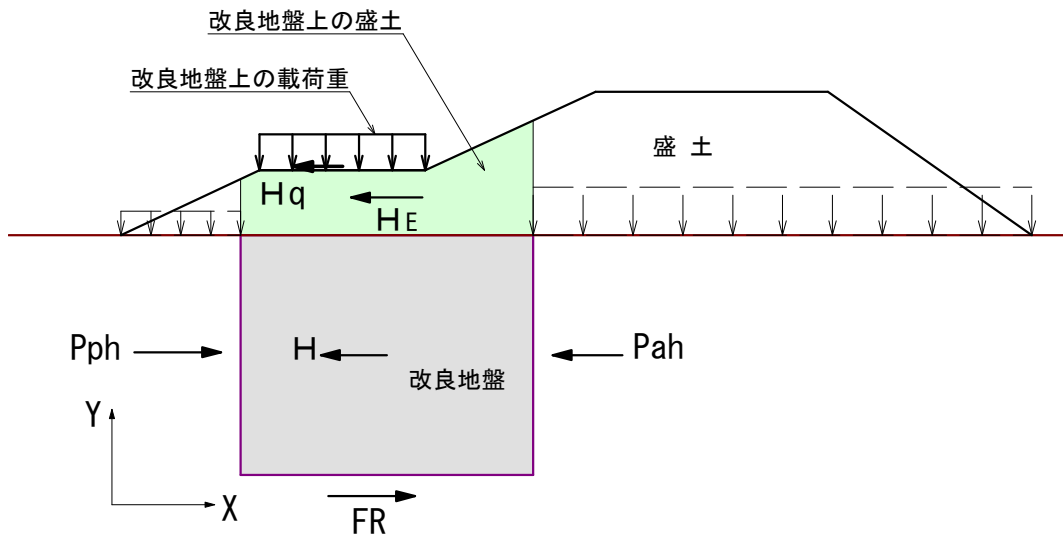
底面タイプ	記号	計算式			数値
(a) 支持層に着底	FRT	$(a_p \cdot W' + W_b + W_q + P_{av} + P_{pv}) \cdot \tan \phi_b + a_p \cdot C_b \cdot B$			1,268.214
	FRU	$(1-a_p) \cdot W' \cdot \tan \phi_{up} + (1-a_p) \cdot C_{up} \cdot B$	302.400	小さい方 =	290.189
		$(1-a_p) \cdot W' \cdot \tan \phi_b + (1-a_p) \cdot C_b \cdot B$	290.189		
FRa	FRT + FRU			1,558.403	
(b) 支持層に根入れ	FRb	$(W' + W_b + W_q + P_{av} + P_{pv}) \cdot \tan \phi_b + C_b \cdot B$			672.000
FRの採用値	当設計は砂質土層に着底する場合なので Fra を採用する。				1,558.403

2) 滑動に対する安全率の計算

滑 動 力 (kN/m)		
改良地盤の慣性力	H	294.624
改良地盤上盛土慣性力	H _E	186.199
改良地盤上载荷重慣性力	H _q	7.500
主働側・水平土水圧	P _{ah}	1,722.814
合 計	H _s	2,211.137
抵 抗 力 (kN/m)		
受働側・水平土水圧	P _{ph}	682.397
改良地盤底面のせん断抵抗力	FR	1,558.403
合 計	H _r	2,240.800

滑動安全率

$$\begin{aligned}
 F_{ss} &= \frac{H_r}{H_s} \\
 &= \frac{2,240.800}{2,211.137} \\
 &= \mathbf{1.013} > F_{s1} = 1.000 \quad - \text{O.K.} -
 \end{aligned}$$



(※本図は概念図なので実際の盛土形状と異なる。)

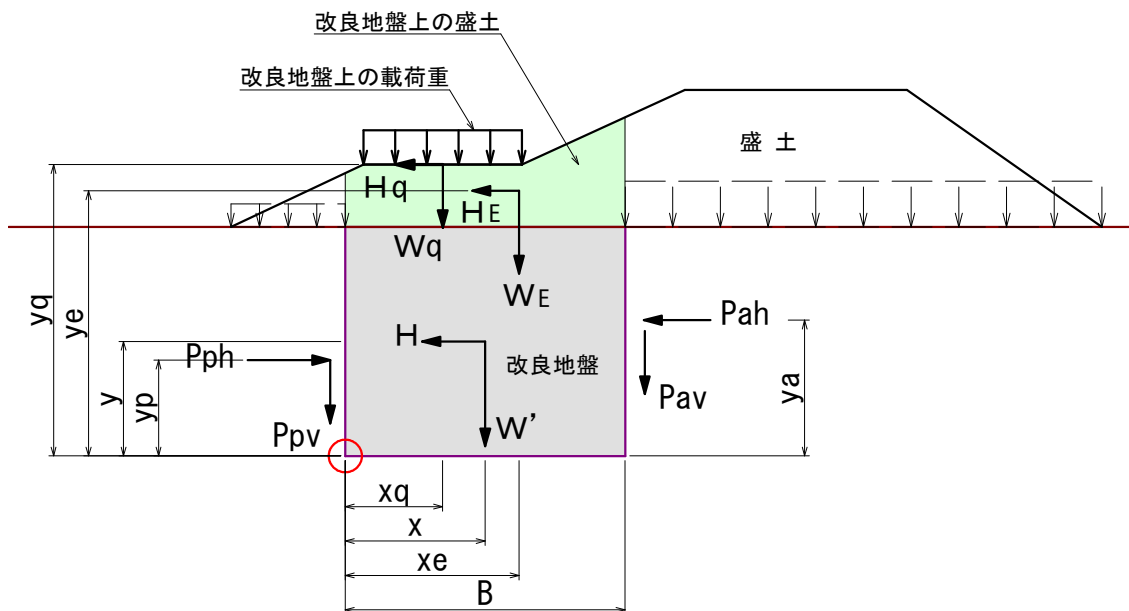
滑動に関する外力概念図

(3) 転倒の検討

転倒モーメント (kN・m/m)		
改良地盤の慣性力	Md by H	1,184.978
改良地盤上盛土慣性力	Md by H _E	1,948.759
改良地盤上载荷重慣性力	Md by H _q	97.500
主働側・水平土水圧	Md by P _{ah}	5,667.747
合 計	Md	8,898.984
抵抗モーメント (kN・m/m)		
改良地盤の有効重量	Mr by W'	8,256.000
改良地盤上盛土重量	Mr by W _E	7,440.514
改良地盤上の载荷重	Mr by W _q	300.000
主働側・鉛直土水圧	Mr by P _{av}	2,796.608
受働側・水平土水圧	Mr by P _{ph}	1,789.987
合 計	Mr	20,583.109

転倒安全率

$$\begin{aligned}
 F_{so} &= \frac{Mr}{Mo} \\
 &= \frac{20,583.109}{8,898.984} \\
 &= \mathbf{2.313} > F_{s2} = 1.100 \quad - \text{O.K.} -
 \end{aligned}$$



(※本図は概念図なので実際の盛土形状と異なる。)

転倒に関する外力概念図

(4) 支持力の検討

1) 抵抗力の発揮割合 (f) の計算

受働側地盤に準液状化層がある場合、以下の式により 抵抗力の発揮割合 f および、発揮割合を考慮した 準液状化層の受働側土水圧合力を求める。(マニュアル、P127)

$$f = \frac{H + H_E + H_q + P_{ah} - P_{ph1}}{P_{ph2} + FR}$$

$$P_{ph2}' = f \cdot P_{ph2}$$

ここに、f: 抵抗力の発揮割合(準液状化層が無い場合は f=1.0とする。)

P_{ph1}: 準液状化層以外の層の受働側土水圧合力。(kN/m)

P_{ph2}: 準液状化層の受働側土水圧合力。(kN/m)

P_{ph2'}: 発揮割合を考慮した準液状化層の受働側土水圧合力。

FR: 改良地盤底面に作用するせん断抵抗力(kN/m)

$$f = \frac{294.624 + 186.199 + 7.500 + 1,722.814 - 682.397}{0.000 + 1,558.403}$$

$$= \frac{1,528.740}{1,558.403}$$

$$= 1.000 \text{ (受働側地盤に準液状化層が無いので } f=1.0 \text{ とする。)}$$

$$P_{ph2}' = 1.000 \times 0.000$$

$$= 0.000 \text{ (kN/m)}$$

2) 改良体の粘土層への根入れの有無

改良体の粘土層への根入れの有無検討表

層 No	層タイプ	層厚 h (m)	砂質層への 根入れ長 L _s (m)	粘土層への 根入れ長 L _c (m)	粘着力 C (kN/m ²)	C × L _c (kN/m)	粘土層への 根入れの 有無
1	砂質非液状化	0.500					
2	準液状化	2.500					
3	粘性非液状化	1.000					
4	準液状化	3.000					
5	粘性非液状化	1.000		1.000	42.000	42.000	○
6							
7							
8							
9							
10							
合計	-	8.000	0.000	1.000	-	42.000	-

上記の検討表より、粘土層への根入れは 有る

3) 粘性支持層による栓効果の有無判定

支持力の検討においては、格子内の未改良土の重量および抵抗モーメントは考慮しない。ただし、改良体が粘土層に根入れされている時で、次の判定式を満足する場合は、格子内の未改良土の重量を抵抗モーメントに見込むことができる。(マニュアル、P129)
判定式の(左辺)は格子内の土柱重量であり、(右辺)は格子内土柱の周面付着力である。

$$\{w + (\sum \gamma_i \cdot h_i + \sum L_c \cdot \gamma_c')\} \cdot A \leq 2 \cdot (B_1 + B_2) \cdot \sum C \cdot L_c \dots (\text{栓効果の判定式})$$

$$\begin{aligned} \text{左辺} &= \{w + (\sum \gamma_i \cdot h_i + \sum L_c \cdot \gamma_c')\} \cdot A \\ &= (80.708 + 64.500) \times 7.680 \\ &= 1,115.197 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{右辺} &= 2 \cdot (B_1 + B_2) \cdot \sum C \cdot L_c \\ &= 2 \times (3.200 + 2.400) \times 42.000 \\ &= 470.400 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

以上の計算結果より

$$\text{左辺} = 1,115.197 \quad > \quad \text{右辺} = 470.400 \quad - \text{N.G.} -$$

判定式を満足しないので「粘性支持層による栓効果」は発生しない。

- ここに、 L_c : 粘性土層への根入れ長 (m)
- C : 根入れ粘土層の粘着力 (kN/m^2)
- γ_i : 根入れ層より上部の層の単位体積重量 (kN/m^3)
(水位以深では水中単位体積重量とする。)
- γ_c' : 根入れ粘土層の水中単位体積重量 (kN/m^3)
- w : 上載荷重 (kN/m^2)
- B_1, B_2 : 格子内壁間の幅 (m)
- A : 格子内断面積 (m^2) = $B_1 \times B_2$

項目(記号)	単位	数値	
$\sum \gamma_i \cdot h_i + \sum L_c \cdot \gamma_c'$	kN/m^2	64.500	
上載荷重 w	kN/m^2	80.708	
$\sum C \cdot L_c$	kN/m^2	42.000	
格子内幅	B_1	m	3.200
	B_2	m	2.400
格子面積 A	m^2	7.680	

4) 改良体底面の地盤反力の計算

改良体底面の地盤反力の計算方法は、改良体底面の支持形態に応じて以下の2ケースに分けられる。

ケース.1	・砂層に定着又は根入れする場合 ・粘土層に定着する場合	ケース.2の場合でも、「粘性支持層による栓効果」が発生しない場合には、ケース.1の計算に準じる。(マニュアル P130)
ケース.2	・粘土層に根入れが有る場合	

a) 当設計の計算ケース

当設計は「粘土層に根入れが有る場合」なので「ケース.2」の計算結果を採用する。しかし、「栓効果」が発生しないので「ケース.1」の計算結果を採用する。

b) ケース.1の地盤反力計算 (当設計で採用する)

地盤反力計算表

項目	記号	単位	数値	備考
改良地盤の有効重量	W'	kN/m	1,032.000	
改良地盤上盛土重量	W_E	kN/m	1,241.327	
改良地盤上の載荷重	W_q	kN/m	50.000	
主働側・鉛直土水圧	P_{av}	kN/m	174.788	
抵抗力の発揮割合	f	-	1.000	
受働側 鉛直土水	f 考慮無し	P_{pv1}	kN/m	-4.149
	f 考慮有り	P_{pv2}	kN/m	0.000
改良率	a_p	-	0.5500	
鉛直力	VT	kN/m	2,029.566	
転倒モーメント	M_d	kN・m/m	8,898.984	
抵抗モーメント	M_r	kN・m/m	20,583.109	
//(未改良土の抵抗無視)	M_{r2}	kN・m/m	16,867.909	
未改良土の有効重量	W_u	kN/m	464.400	
未改良土の重心位置	X_u	m	8.000	
改良幅	B	m	16.000	
合力の作用位置	d	m	3.926	
偏心距離	e	m	4.074	
$B/6$	$B/6$	m	2.667	
地盤反力	判定	-	$e < B/2$	三角形分布
	q_1	kN/m ²	626.612	
	q_2	kN/m ²	0.000	

※地盤反力形状は三角形分布である。

$$[計算式] \quad VT = a_p \cdot W' + W_E + W_q + P_{av} + P_{pv1} + f \cdot P_{pv2}$$

$$M_{r2} = M_r - W_u \cdot X_u$$

$$d = (M_{r2} - M_d) / VT$$

$$e = B/2 - d$$

$$q_1, q_2 = VT/B \cdot (1/a_p)$$

$$q_1, q_2 = VT/B (1 \pm 6e/B) \cdot (1/a_p)$$

$$q_1 = 2VT/(3d) \cdot (1/a_p), q_2 = 0$$

$$e \leq 0 \text{ のとき}$$

$$e \leq B/6 \text{ のとき}$$

$$e < B/2 \text{ のとき}$$

c) ケース.2の地盤反力計算 (当設計では採用しない)

地盤反力計算表(粘性支持層による栓効果が発生する場合)

項目	記号	単位	数値	備考
改良地盤の有効重量	W'	kN/m	1,032.000	
改良地盤上盛土重量	W _E	kN/m	1,241.327	
改良地盤上の載荷重	W _q	kN/m	50.000	
主働側・鉛直土水圧	P _{av}	kN/m	174.788	
抵抗力の発揮割合	f	-	1.000	
受働側 鉛直土水	f 考慮無し	P _{pv1}	kN/m	-4.149
	f 考慮有り	P _{pv2}	kN/m	0.000
鉛直力	VT	kN/m	2,493.966	
転倒モーメント	M _d	kN・m/m	8,898.984	
抵抗モーメント	M _r	kN・m/m	20,583.109	
改良幅	B	m	16.000	
合力の作用位置	d	m	4.685	
偏心距離	e	m	3.315	
B/6	B/6	m	2.667	
地盤反力	判定	-	e < B/2	三角形分布
	q 1	kN/m ²	354.887	
	q 2	kN/m ²	0.000	

※地盤反力形状は三角形分布である。

[計算式] $VT = W' + W_E + W_q + P_{av} + P_{pv1} + f \cdot P_{pv2}$

$d = (M_r - M_d) / VT$

$e = B/2 - d$

$q_1, q_2 = VT/B$

$q_1, q_2 = VT/B (1 \pm 6e/B)$

$q_1 = 2VT/(3d), q_2 = 0$

$e \leq 0$ のとき

$e \leq B/6$ のとき

$e < B/2$ のとき

5) 改良体底面地盤の許容支持力度の計算

地盤の許容支持力度は、次式で求める。(マニュアル、P130)

$$q_a = (\alpha \cdot C \cdot N_c + 1/2 \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r) / F_{s3} + P \cdot N_q$$

- ここに、 q_a : 地盤の許容支持力度 (kN/m²)
 C : 改良体底面の粘着力 (kN/m²)
 γ_1 : 改良体底面の単位体積重量(kN/m³) (有効重量)
 P : 根入れ地盤の上載荷重 (= $\sum \gamma_2 \cdot D_f$)
 γ_2 : 根入れ地盤の単位体積重量(kN/m³) (有効重量)
 D_f : 改良体の有効根入れ深さ(m)
 α 、 β : 形状係数
 B : 改良体幅 (m)
 N_c 、 N_q 、 N_r : 支持力係数
 F_{s3} : 支持力安全率

$$q_a = (1.00 \times 0.000 \times 35.5 + 1/2 \times 1.000 \times 9.000 \times 16.000 \times 22.4) / 1.000 + 7.000 \times 23.2$$

$$= 1,775.200 > \max(q_1, q_2) = 626.612 \quad - \text{O.K.} -$$

許容支持力度の計算に必要な諸数値

項目	記号	単位	数値	備考
改良体の底面幅	B	m	16.000	
上載荷重合計	P	kN/m ²	7.000	$\sum \gamma_2 \cdot D_f$
改良体の底面地盤	単体重量	γ_1	kN/m ³	9.000
	内部摩擦	ϕ	度	32.000
	粘着力	C	kN/m ²	0.000
支持力安全率	F_{s3}	-	1.000	
支持力係数(※)	N_c	-	35.5	
	N_q	-	23.2	
	N_r	-	22.4	
形状係数	α	-	1.00	
	β	-	1.00	

※ N_c, N_q, N_r は、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」(図-解11.4.2)に拠る。

6. 改良体の内的安定の検討

(1) 端趾圧の検討

改良体に作用する端趾圧が許容圧縮強度 q_{ua} より大きくなることを確認する。
端趾圧は「5.外的安定の検討、(4)支持力の検討、4)改良体底面の地盤反力の計算」で求めた地盤反力の最大値である。(マニュアル、P131)

地盤反力度および許容圧縮強度

項目	記号	単位	数値	備考
改良体底面の 地盤反力度	q_1	kN/m^2	626.612	
	q_2	kN/m^2	0.000	
許容圧縮強度	q_{ua}	kN/m^2	675.000	

$$\max(q_1, q_2) = 626.612 < q_{ua} = 675.000 \quad - \text{O.K.} -$$

(2) 改良体全体の水平せん断破壊検討

改良体に作用するせん断応力を深度ごとに計算して最大値を求め、これがせん断強さを越えないことを確認する。

改良体の平均せん断応力は、次式で求める。(マニュアル、P132)

$$\tau_1 = \frac{H_z + H_E + H_q + \Delta P}{a_p \times B} < \tau_a$$

ここに、 τ_1 : 改良体の平均せん断応力 (kN/m^2)

τ_a : 許容せん断応力 (kN/m^2)

H_z : 検討するせん断面上部の改良地盤の慣性力

ΔP : 主働側と受働側の土水圧合力差 (kN/m)

H_E : 改良地盤上の盛土の慣性力 (kN/m)

H_q : 改良地盤上の載荷重の慣性力 (kN/m)

a_p : 改良率

B : 改良体幅 (m)

項目	記号	単位	数値
改良地盤上の盛土の慣性力	H_E	kN/m	186.199
改良地盤上の載荷重の慣性力	H_q	kN/m	7.500
改良率	a_p	-	0.5500
改良体幅	B	m	16.000

せん断面ごとの土水圧計算表

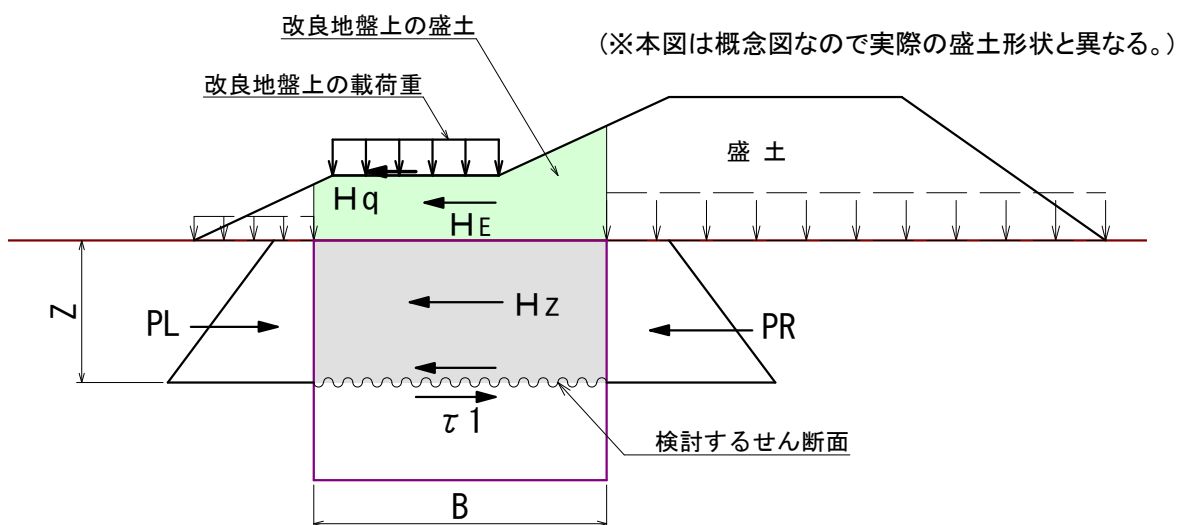
層 No	層厚 h (m)	せん断面深度 Z (m)	改良体の左側地盤		改良体の右側地盤		主働側と受働側の土水圧差 ΔP (kN)
			受働側		主働側		
			土水圧合力 PLi(kN/m)	累加合力 PL(kN/m)	土水圧合力 Pri(kN/m)	累加合力 PR(kN/m)	
1	0.500	0.500	13.158	13.158	32.147	32.147	18.989
2	2.500	3.000	70.118	83.276	358.908	391.055	307.779
3	1.000	4.000	121.750	205.026	195.326	586.381	381.355
4	3.000	7.000	262.371	467.397	895.857	1,482.238	1,014.841
5	1.000	8.000	215.000	682.397	240.576	1,722.814	1,040.417
6							
7							
8							
9							
10							

せん断面ごとの平均せん断応力計算表

層 No	層厚 h (m)	せん断面深度 Z (m)	改良地盤の慣性力		主働側と受働側の土水圧差 ΔP (kN)	平均せん断応力 τ_1 (kN/m ²)	摘要
			深度毎 Hti	累加 Hz			
			1	0.500			
2	2.500	3.000	95.040	112.992	307.779	69.826	
3	1.000	4.000	34.848	147.840	381.355	82.147	
4	3.000	7.000	110.880	258.720	1,014.841	166.734	
5	1.000	8.000	35.904	294.624	1,040.417	173.720	MAX
6							
7							
8							
9							
10							

上表より、せん断力の最大値は 173.720

$$\tau_{1,max} = 173.720 < \tau_a = 337.500 \quad - \text{O.K.} -$$



水平せん断に関する外力概念図

(3) 格子状改良壁の抜け出し破壊検討

盛土側と格子内部との土圧差による、改良壁の抜け出し破壊が生じるかどうかを次式で判定する。

(マニュアル、P132)

$$\tau_2 = \frac{(H_Z + H_E + H_q + P_{AHZ} - P_{PHZ}) \times L}{b \times L + 2 \times b \times Z} < \tau_a$$

$$P_{PHZ} = \sum (K_0 \cdot \gamma_i \cdot Z_i + P_w)$$

$$H_Z = \sum (\gamma_i \cdot Z_i) \cdot b \cdot kh$$

ここに、 τ_2 : 格子状改良壁のせん断応力 (kN/m²)

τ_a : 許容せん断応力 (kN/m²)

H_Z : 検討するせん断面上部の改良壁の慣性力 (kN/m)

H_E : 改良壁上部にある盛土の慣性力 (kN/m)

H_q : 改良壁上部にある載荷重の慣性力 (kN/m)

P_{AHZ} : 改良地盤に作用する主働側土水圧合力 (kN/m)

P_{PHZ} : 格子状改良壁内部の土水圧合力 (kN/m²)

P_w : 静水圧 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数

γ_i : 格子状改良壁内部の土の有効重量 (kN/m³)

Z_i : 水平せん断検討の深さ (m)

b : 横断方向の改良体壁厚 (m)

L : 延長方向の格子間距離 (m)

kh : 低減した慣性力用震度

項 目	記号	単位	数値
改良壁上部にある盛土の慣性力	H_E	kN/m	31.008
改良壁上部の載荷重の慣性力	H_q	kN/m	0.000
静止土圧係数	K_0	-	0.500
横断方向の改良体壁厚 (=BT)	b	m	1.600
延長方向の格子間距離 (=LU-LT)	L	m	2.400
低減した慣性力用震度	kh	-	0.132

格子状改良壁内部の土水圧合力と静水圧の計算表

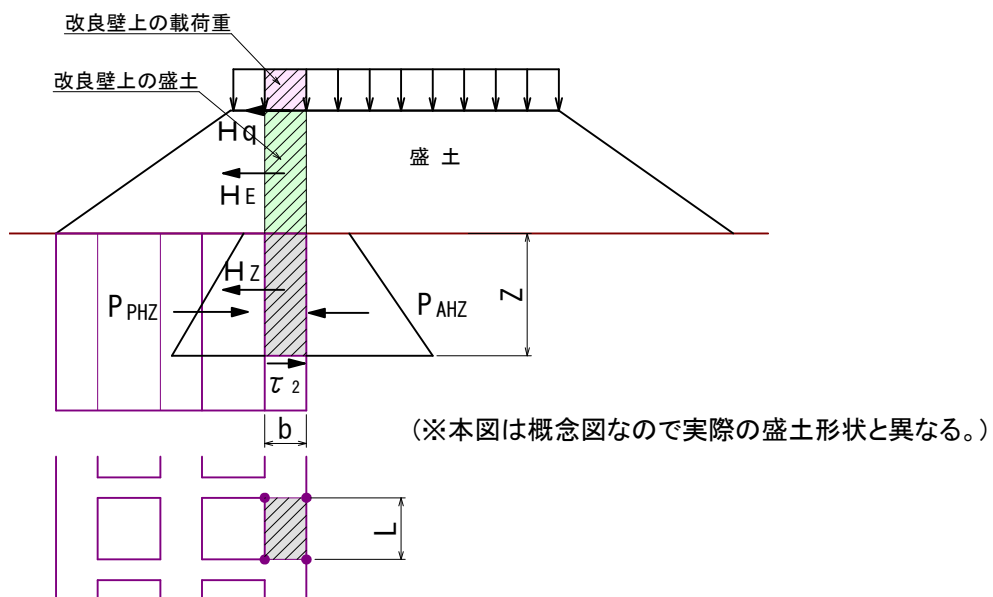
層 No	層厚 h (m)	せん断面深度 Z (m)	各層の有効重量 $\gamma \cdot Z$	深度毎の土圧強度 $K_0 \cdot \gamma \cdot Z$	各層の土圧合力 $\Sigma(K_0 \cdot \gamma \cdot Z)$	① 累加土圧合力 $\Sigma(K_0 \cdot \gamma \cdot Z)$	② 静水圧 ΣP_w
1	0.500	0.500	8.500	4.250	1.063	1.063	0.000
2	2.500	3.000	20.000	14.250	23.125	24.188	31.250
3	1.000	4.000	6.500	17.500	15.875	40.063	61.250
4	3.000	7.000	22.500	28.750	69.375	109.438	211.250
5	1.000	8.000	7.000	32.250	30.500	139.938	281.250
6							
7							
8							
9							
10							

格子状改良壁の抜け出しせん断応力計算表

層 No	層厚 h (m)	H_z (kN/m)	各層の土水圧合力 P_{ah} (kN/m)	累加土水圧合力 P_{AHZ} (kN/m)	①+② P_{PHZ} (kN/m)	$b \cdot L + 2 \cdot b \cdot Z$ (㎡)	せん断応力 τ_2 (kN/㎡)
1	0.500	1.795	32.147	32.147	1.063	5.440	28.186
2	2.500	6.019	358.908	391.055	55.438	13.440	66.544
3	1.000	7.392	195.326	586.381	101.313	16.640	75.500
4	3.000	12.144	895.857	1,482.238	320.688	26.240	110.186
5	1.000	13.622	240.576	1,722.814	421.188	29.440	109.749
6							
7							
8							
9							
10							

上表より、せん断力の最大値は

$$\tau_{2max} = 110.186 < \tau_a = 337.500 \quad - \text{O.K.} -$$



格子状改良壁の抜け出し破壊に関する外力概念図

(4) 鉛直せん断破壊検討

改良体に生じる鉛直せん断力が、改良体の許容せん断応力を越えないかどうかを次式で判定する。(マニュアル、P133)

$$\tau_v = \frac{\{(P1 - W1) \cdot ap - W_E - Wq - Ppv'\} \times LU}{D \times LT} < \tau_a$$

$X_{max} = (q1 \cdot B - W') / (q1 - q2) \dots\dots\dots$ 地盤反力が台形分布の場合
 $X_{max} = (q1 - W'/B) \times (3 \cdot d) / q1 \dots\dots\dots$ 地盤反力が三角形分布の場合

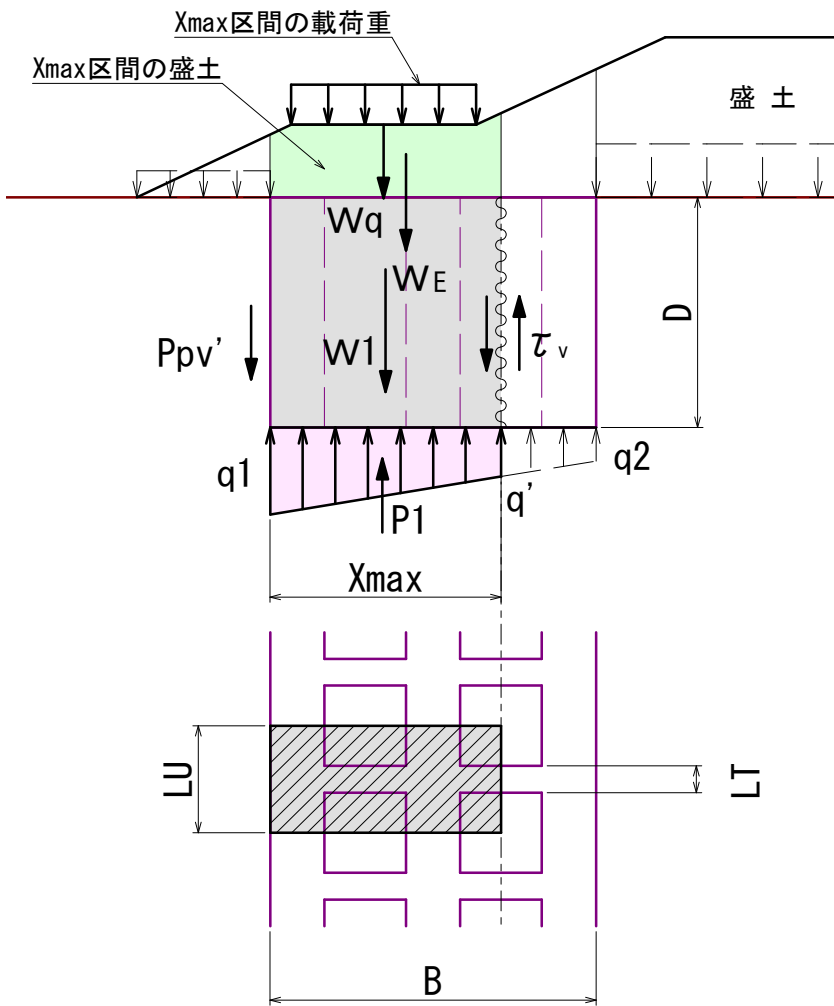
$q' = q1 - X_{max} \cdot (q1 - q2) / B \dots\dots\dots$ 地盤反力が台形分布の場合
 $q' = q1 \{ (1 - X_{max} / (3d)) \} \dots\dots\dots$ 地盤反力が三角形分布の場合

$P1 = 1/2 \cdot (q1 + q') \cdot X_{max}$
 $W1 = W' \cdot X_{max} / B$

- ここに、 τ_v : 鉛直せん断応力 (kN/m²)
 τ_a : 許容せん断応力 (kN/m²)
 X_{max} : 鉛直せん断が最大となる、改良体前趾からの距離(m)
 q' : X_{max} 位置での地盤反力 (kN/m²)
 $P1$: X_{max} 区間の地盤反力の合力 (kN/m)
 W' : 改良地盤の全有効重量 (kN/m)
 $W1$: X_{max} 区間の改良地盤の全重量 (kN/m)
 W_E : X_{max} 区間の盛土の重量 (kN/m)
 Wq : X_{max} 区間の載荷重 (kN/m)
 ap : 改良率
 B : 改良幅 (m)
 D : 改良深さ (m)
 LU : 改良地盤の延長方向 1ユニットの長さ (m)
 LT : 1ユニットに占める延長方向の改良体の厚さ (m)
 Ppv' : 受働側鉛直土圧 (kN/m) (= $Ppv1 + f \cdot Ppv2$)
 $q1, q2$: 地盤反力 (kN/m)
 d : 合力の作用位置 (m)

項目	記号	単位	数値	
改良地盤の全有効重量	W'	kN/m	1,032.000	
改良率	ap	-	0.5500	
改良幅	B	m	16.000	
改良深さ	D	m	8.000	
延長方向 1ユニットの長さ	LU	m	3.200	
延長方向の改良体の厚さ	LT	m	0.800	
受働側鉛直土圧	$Ppv1$	kN/m	-4.149	
	$Ppv2$	kN/m	0.000	
	f	kN/m	1.000	
	Ppv'	kN/m	-4.149	
地盤反力	三角形分布	$q1$	kN/m ²	626.612
		$q2$	kN/m ²	0.000
合力の作用位置	d	m	3.926	
改良体前趾からの距離	X_{max}	m	10.566	
X_{max} 位置での地盤反力	q'	kN/m ²	64.481	
X_{max} 区間の地盤反力の合力	$P1$	kN/m	3,651.046	
X_{max} 区間の改良地盤の全重量	$W1$	kN/m	681.507	
X_{max} 区間の盛土の重量	W_E	kN/m	1,054.329	
X_{max} 区間の載荷重	Wq	kN/m	50.000	

$$\begin{aligned} \tau_v &= \frac{\{ (P1 - W1) \cdot ap - WE - Wq - Ppv' \} \times LU}{D \times LT} \\ &= \frac{\{ (3,651.046 - 681.507) \times 0.5500 - 1,054.329 - 50,000 - (-4.149) \} \times 3.200}{8.000 \times 0.800} \\ &= \frac{1,705.813}{6.400} \\ &= 266.533 < \tau_a = 337.500 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$



(※本図は概念図なので実際の盛土形状と異なる。)

改良体の鉛直せん断に関する外力概念図

7. 安定計算結果(まとめ)

検討項目		記号	単位	数値	許容値	判定
外的安定	滑動安全率	F _{ss}	-	1.013	1.000	O K
	転倒安全率	F _{so}	-	2.313	1.100	O K
	地盤反力	q ₁	kN/m ²	626.612	1,775.200	O K
		q ₂	kN/m ²	0.000	1,775.200	O K
	地盤の許容支持力度	q _a	kN/m ²	1,775.200	-	-
内的安定	端趾圧	q _{max}	kN/m ²	626.612	675.000	O K
	改良体全体の 水平せん断	τ_1	kN/m ²	173.720	337.500	O K
	格子改良壁の 拔出し水平せん断	τ_2	kN/m ²	110.186	337.500	O K
	鉛直せん断	τ_v	kN/m ²	266.533	337.500	O K