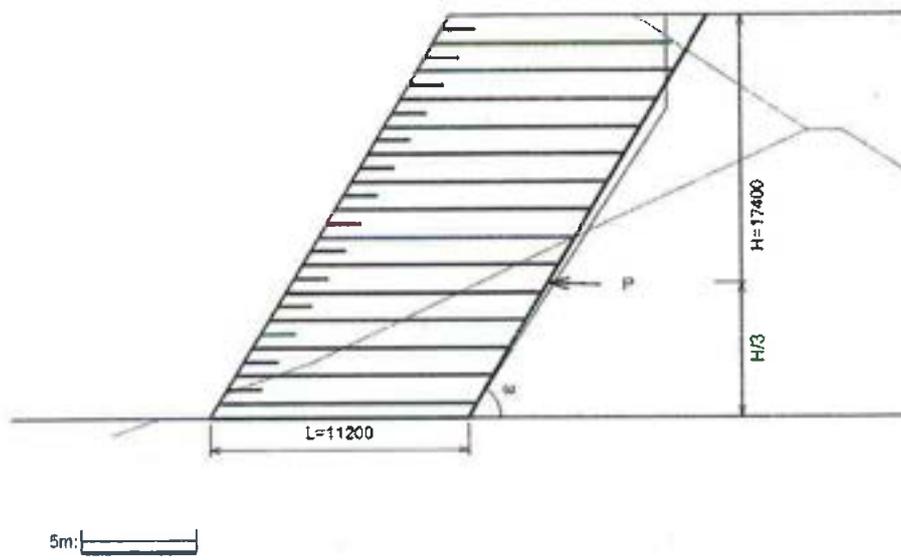


4.4 仮想的な擁壁に作用する荷重



4.4.1 試行くさび法による背面土圧

$$P_A = \frac{W_2 \cdot \sin(\omega - \phi_s) - c_s \cdot L_s \cdot \cos \phi_s}{\cos(\omega - \phi_s + \alpha_0 - \delta)} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

- ここに、 P_A : 背面土圧合力
 W_2 : 土くさびの自重(上載荷重含む) = $W + W_q = 73.343$ (kN/m)
 W : 土くさびの自重 = 73.343 (kN/m)
 W_q : 裏込め土上の載荷重 = 0.000 (kN/m)
 ω : すべり線と水平面のなす角度 = 57.036 (°)
 α_0 : 壁面と鉛直面のなす角 = 30.964 (°)
 γ_s : 裏込め土の単位体積重量 = 15.8 (kN/m³)
 ϕ_s : 裏込め土のせん断抵抗角 = 28.6 (°)
 c_s : 裏込め土の粘着力 = 19.20 (kN/m²)
 δ : 仮想背面の壁面摩擦角 = 28.6 (°)
 L_s : すべり線の長さ = 15.860 (m)
 h_0 : すべり基準高さ = 0.000 (m)
 z : 粘着高 = 4.093 (m)
 $z = (2c_s/\gamma_s) \cdot \tan(45^\circ + \phi_s/2)$
 R : すべり面に作用する反力 = -219.831 (kN/m)
 P_{AH} : 土圧Pの水平方向成分 = $P_A \cdot \cos(\delta - \alpha_0) = 0.000$ (kN/m)
 P_{AV} : 土圧Pの鉛直方向成分 = $P_A \cdot \sin(\delta - \alpha_0) = 0.000$ (kN/m)
 Y_p : X方向土圧作用位置 = 14.680 (m)
 X_p : Y方向土圧作用位置 = 5.800 (m)

4.4.2 仮想的な擁壁の底面に作用する荷重計算

作用荷重	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 X (m)	モーメント Mx (kN・m/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 Y (m)	モーメント My (kN・m/m)
仮想擁壁の自重	3079.104	10.820	33315.905	0.000	0.000	0.000
土圧	0.000	14.680	0.000	0.000	5.800	0.000
合計	3079.104	—	33315.905	0.000	—	0.000
仮想擁壁上の活荷重	70.000	—	—	—	—	—

4.5 滑動に対する安定の検討

$$F_s = \frac{c \cdot LB + \mu \cdot \Sigma V}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

- ここに、 F_s : 滑動に対する安全率
 F_{sa} : 滑動に対する設計安全率 = 1.50
 ΣV : 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 3079.104 (kN/m)
 ΣH : 仮想的な擁壁の底面における全水平荷重 = 0.000 (kN/m)
 LB : 仮想的な擁壁の底面幅 = 11.200 (m)
 c : 仮想的な擁壁の底面と基礎地盤との粘着力 (kN/m²)
 μ : 仮想的な擁壁の底面と基礎地盤との摩擦係数
 α_1 : 補正係数 = 0.0 [砂または砂質土(ϕ 材)]
 0.5 [砂質土($c\phi$ 材)または粘性土]
 α_2 : 補正係数 = 1.0
 ϕ_1 : 盛土材料のせん断抵抗角 = 28.6 (°)
 ϕ_2 : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 40.3 (°)
 c_1 : 盛土材料の粘着力 = 19.20 (kN/m²)
 c_2 : 基礎地盤の粘着力 = 10.00 (kN/m²)

項目	c	μ	F_s	判定
盛土材料	$c_1 = 19.20$	$\tan \phi_1 = 0.545$	∞	○
基礎地盤	$c_2 = 10.00$	$\tan \phi_2 = 0.848$	∞	○
盛土材料とジ'行キスタイル	$\alpha_1 c_1 = 9.60$	$\alpha_2 \tan \phi_1 = 0.545$	∞	○
基礎地盤とジ'行キスタイル	$\alpha_1 c_2 = 5.00$	$\alpha_2 \tan \phi_2 = 0.848$	∞	○

4.6 転倒に対する安定の検討

4.6.1 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum MR - \sum Mo}{\sum V} = 10.820 \text{ (m)}$$

ここに、 d : 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離 (m)
 $\sum MR$: つま先まわりの抵抗モーメント = 33315.905 (kN・m/m)
 $\sum Mo$: つま先まわりの転倒モーメント = 0.000 (kN・m/m)
 $\sum V$: 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 3079.104 (kN/m)

4.6.2 仮想的な擁壁底面中央からの偏心距離

$$e = \frac{LB}{2} - d = -5.220$$

$$e \leq \frac{LB}{6} = 1.867 \dots \text{ 満足している}$$

ここに、 e : 仮想的な擁壁底面中央からの偏心距離 (m)
 d : 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離 = 10.820 (m)
 LB : 仮想的な擁壁の底面幅 = 11.200 (m)

4.7 支持力（盛土直下）に対する安定の検討

4.7.1 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度

$$q = \frac{\Sigma V}{LB} = 281.17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ここに、 q : 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
 ΣV : 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 3149.104 (kN/m)
 ただし、活荷重による影響も考慮する
 LB : 仮想的な擁壁の底面幅 = 11.200 (m)

4.7.2 基礎地盤の極限支持力度

$$q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + (1/2) \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r = 5208.88 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ここに、 q_u : 基礎地盤の極限支持力度 (kN/m²)
 c : 基礎地盤の土の粘着力 = 10.0 (kN/m²)
 q : 上載荷重 = $\gamma_2 \cdot D_f = 0.00$ (kN/m²)
 γ_1 : 支持地盤の土の単位体積重量 = 19.7 (kN/m³)
 γ_2 : 根入れ地盤の土の単位体積重量 = 19.7 (kN/m³)
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ = 0.000 (m)
 α, β : 基礎の形状係数 = 1.0
 B_e : 基礎の有効載荷幅 = $LB = 11.200$ (m)
 κ : 根入れ効果に対する割増し係数
 $\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1.000$
 D_f' : 支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ = 0.000 (m)
 ϕ : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 40.3 (°)
 $\tan \theta$: 荷重の傾斜 = 0.000
 N_c : 支持力係数 = 77.760
 N_q : 支持力係数 = 66.940
 N_r : 支持力係数 = 89.870
 S_c : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(c^*)^\lambda = 1.000$
 S_q : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(q^*)^\nu = 1.000$
 S_r : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(B^*)^\mu = 0.447$
 λ, ν, μ : 係数 = -1/3
 c^* : $c^* = c / c_0 = 1.000$ ここに、 $1 \leq c^* \leq 10$ $\therefore c^* = 1.000$
 c_0 : 10 (kN/m²)
 q^* : $q^* = q / q_0 = 0.000$ ここに、 $1 \leq q^* \leq 10$ $\therefore q^* = 1.000$
 q_0 : 10 (kN/m²)
 B^* : $B^* = B_e / B_0 = 11.200$ ここに、 $1 \leq B^*$ $\therefore B^* = 11.200$
 B_0 : 1.0 (m)

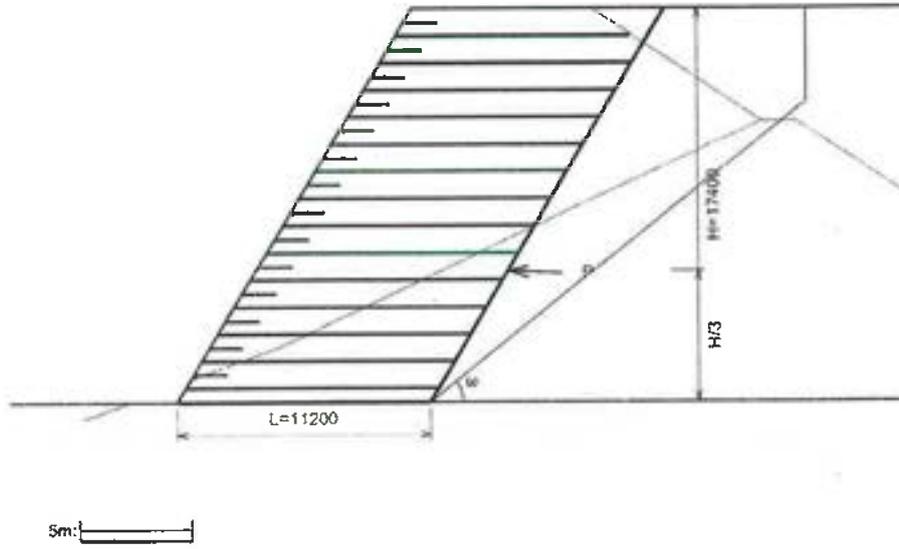
4.7.3 基礎地盤の支持力検討

$$q \leq q_a = \frac{q_u}{F_s} = 1736.29 \dots \text{満足している}$$

- ここに、 q : 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度 = 281.17 (kN/m²)
 q_a : 基礎地盤の許容支持力度 (kN/m²)
 q_u : 基礎地盤の極限支持力度 = 5208.88 (kN/m²)
 F_s : 地盤の支持に対する安全率 = 3.00

5. 外的安定の検討【地震時の場合】

5.1 仮想的な擁壁に作用する荷重



5.1.1 試行くさび法による背面土圧

$$P_{AE} = \frac{W_{2E} \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega E - \phi_s + \theta) - c_s \cdot L_{SE} \cdot \cos \phi_s}{\cos(\omega E - \phi_s + \alpha_0 - \delta E)} = 76.891 \text{ (kN/m)}$$

- ここに、 P_{AE} : 背面土圧合力
 W_{2E} : 土くさびの自重(上載荷重含む) = $W + W_q = 1395.654$ (kN/m)
 W : 土くさびの自重 = 1395.654 (kN/m)
 W_q : 裏込め土上の載荷重 = 0.000 (kN/m)
 ωE : すべり線と水平面のなす角度 = 38.596 (°)
 α_0 : 壁面と鉛直面のなす角 = 30.964 (°)
 γ_s : 裏込め土の単位体積重量 = 15.8 (kN/m²)
 ϕ_s : 裏込め土のせん断抵抗角 = 28.6 (°)
 c_s : 裏込め土の粘着力 = 19.20 (kN/m²)
 δE : 仮想背面の壁面摩擦角 = 28.6 (°)
 L_{SE} : すべり線の長さ = 21.331 (m)
 kh : 設計水平震度 = 0.20
 ν : 設計水平震度の補正係数 = 0.70
 θ : 地震合成角 = $\tan^{-1}(kh \cdot \nu) = 7.970$ (°)
 h_0 : すべり基準高さ = 0.000 (m)
 z : 粘着高 = 4.093 (m)
 $z = (2c_s / \gamma_s) \cdot \tan(45^\circ + \phi_s / 2)$
 R_E : すべり面に作用する反力 = 1160.960 (kN/m)
 P_{AEH} : 土圧Pの水平方向成分 = $P_{AE} \cdot \cos(\delta E - \alpha_0) = 76.825$ (kN/m)
 P_{AEV} : 土圧Pの鉛直方向成分 = $P_{AE} \cdot \sin(\delta E - \alpha_0) = -3.171$ (kN/m)
 Y_p : X方向土圧作用位置 = 14.680 (m)
 X_p : Y方向土圧作用位置 = 5.800 (m)

5.1.2 仮想的な擁壁の底面に作用する荷重計算

作用荷重	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 X (m)	モーメント Mx (kN·m/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 Y (m)	モーメント My (kN·m/m)
仮想擁壁の自重	3079.104	10.820	33315.905	431.075	8.700	3750.349
土圧	-3.171	14.680	-46.554	76.825	5.800	445.586
合計	3075.933	—	33269.351	507.900	—	4195.935
仮想擁壁上の活荷重	0.000	—	—	—	—	—

5.2 滑動に対する安定の検討

$$F_s = \frac{c \cdot LB + \mu \sum VE}{\sum HE} \geq F_{sa}$$

- ここに、 F_s : 滑動に対する安全率
 F_{sa} : 滑動に対する設計安全率 = 1.20
 $\sum VE$: 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 3075.933 (kN/m)
 $\sum HE$: 仮想的な擁壁の底面における全水平荷重 = 507.900 (kN/m)
 LB : 仮想的な擁壁の底面幅 = 11.200 (m)
 c : 仮想的な擁壁の底面と基礎地盤との粘着力 (kN/m²)
 μ : 仮想的な擁壁の底面と基礎地盤との摩擦係数
 α_1 : 補正係数 = 0.0 [砂または砂質土(ϕ 材)]
 0.5 [砂質土($c\phi$ 材)または粘性土]
 α_2 : 補正係数 = 1.0
 ϕ_1 : 盛土材料のせん断抵抗角 = 28.6 (°)
 ϕ_2 : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 40.3 (°)
 c_1 : 盛土材料の粘着力 = 19.20 (kN/m²)
 c_2 : 基礎地盤の粘着力 = 10.00 (kN/m²)

項目	c	μ	F_s	判定
盛土材料	$c_1 = 19.20$	$\tan \phi_1 = 0.545$	3.725	○
基礎地盤	$c_2 = 10.00$	$\tan \phi_2 = 0.848$	5.357	○
盛土材料とゾレキスタイル	$\alpha_1 c_1 = 9.60$	$\alpha_2 \tan \phi_1 = 0.545$	3.514	○
基礎地盤とゾレキスタイル	$\alpha_1 c_2 = 5.00$	$\alpha_2 \tan \phi_2 = 0.848$	5.246	○

5.3 転倒に対する安定の検討

5.3.1 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum MR - \sum Mo}{\sum VE} = 9.452 \text{ (m)}$$

- ここに、 d : 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離 (m)
 $\sum MR$: つま先まわりの抵抗モーメント = 33269.351 (kN・m/m)
 $\sum Mo$: つま先まわりの転倒モーメント = 4195.935 (kN・m/m)
 $\sum VE$: 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 3075.933 (kN/m)

5.3.2 仮想的な擁壁底面中央からの偏心距離

$$e = \frac{LB}{2} - d = -3.852$$

$$e \leq \frac{LB}{3} = 3.733 \dots \text{ 満足している}$$

- ここに、 e : 仮想的な擁壁底面中央からの偏心距離 (m)
 d : 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離 = 9.452 (m)
 LB : 仮想的な擁壁の底面幅 = 11.200 (m)

5.4 支持力（盛土直下）に対する安定の検討

5.4.1 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度

$$q_E = \frac{\sum VE}{LB} = 274.64 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ここに、 q_E : 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
 $\sum VE$: 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 3075.933 (kN/m)
 ただし、活荷重による影響を考慮しない
 LB : 仮想的な擁壁の底面幅 = 11.200 (m)

5.4.2 基礎地盤の極限支持力度

$$q_{uE} = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + (1/2) \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r = 5208.88 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ここに、 q_{uE} : 基礎地盤の極限支持力度 (kN/m²)
 c : 基礎地盤の土の粘着力 = 10.0 (kN/m²)
 q : 上載荷重 = $\gamma_2 \cdot D_f = 0.00$ (kN/m²)
 γ_1 : 支持地盤の土の単位体積重量 = 19.7 (kN/m³)
 γ_2 : 根入れ地盤の土の単位体積重量 = 19.7 (kN/m³)
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ = 0.000 (m)
 α, β : 基礎の形状係数 = 1.0
 B_e : 基礎の有効載荷幅 = $LB = 11.200$ (m)
 κ : 根入れ効果に対する割増し係数
 $\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1.000$
 D_f' : 支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ = 0.000 (m)
 ϕ : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 40.3 (°)
 $\tan \theta$: 荷重の傾斜 = 0.000
 N_c : 支持力係数 = 77.760
 N_q : 支持力係数 = 66.940
 N_r : 支持力係数 = 89.870
 S_c : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(c^*)^\lambda = 1.000$
 S_q : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(q^*)^\nu = 1.000$
 S_r : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(B^*)^\mu = 0.447$
 λ, ν, μ : 係数 = -1/3
 c^* : $c^* = c / c_0 = 1.000$ ここに、 $1 \leq c^* \leq 10$ $\therefore c^* = 1.000$
 c_0 : 10 (kN/m²)
 q^* : $q^* = q / q_0 = 0.000$ ここに、 $1 \leq q^* \leq 10$ $\therefore q^* = 1.000$
 q_0 : 10 (kN/m²)
 B^* : $B^* = B_e / B_0 = 11.200$ ここに、 $1 \leq B^*$ $\therefore B^* = 11.200$
 B_0 : 1.0 (m)

5.4.3 基礎地盤の支持力検討

$$q_E \leq q_{aE} = \frac{q_{UE}}{F_{sE}} = 2604.44 \dots \text{満足している}$$

- ここに、 q_E : 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度 = 274.64 (kN/m²)
 q_{aE} : 基礎地盤の許容支持力度 (kN/m²)
 q_{UE} : 基礎地盤の極限支持力度 = 5208.88 (kN/m²)
 F_{sE} : 地盤の支持に対する安全率 = 2.00

6. 補強時の全体安定の検討【常時の場合】

6.1 計算式

6.1.1 定着部の引抜抵抗力の計算式

【ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験などで求められない場合】

$$T_p = \frac{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \cdot \tan \phi) L_e}{F_s}$$

【ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験などで求められている場合】

$$T_p = \frac{2(c^* + \sigma_v \tan \phi^*) L_e}{F_s}$$

- ここに、 T_p : 定着部の引抜抵抗力 (kN/m)
 σ_v : ジオテキスタイルの定着部に作用する鉛直力 (kN/m)
(計算では定着長 L_e の中点上の鉛直荷重としている。)
 L_e : すべり線より奥のジオテキスタイルの定着長 (m)

6.1.2 ジオテキスタイルの発揮可能引張強さの計算式

$$T_{avail} = \min(T_A, T_p)$$

- ここに、 T_{avail} : ジオテキスタイルの発揮可能引張強さ (kN/m)
 T_A : ジオテキスタイルの設計引張強さ (kN/m)
 T_p : 定着部の引抜抵抗力 (kN/m)

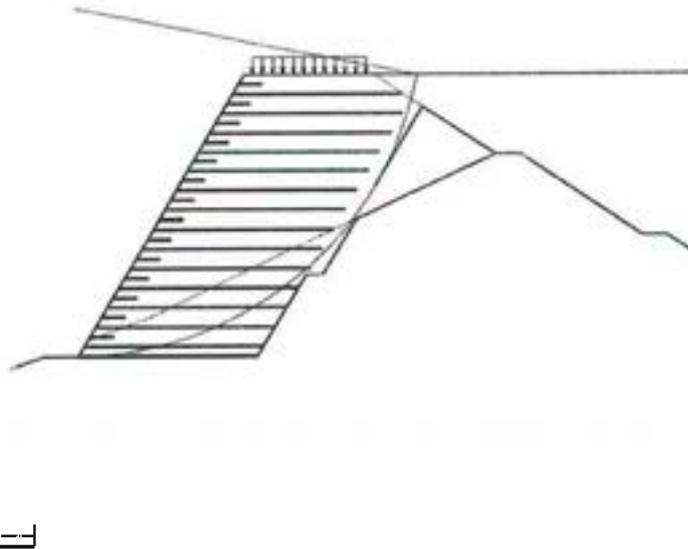
6.1.3 補強土壁の全体安定に対する計算式

$$F_s = \frac{R \sum \{ c l + (W' \cos \alpha + T_{avail} \sin \theta) \tan \phi + T_{avail} \cos \theta \}}{R \sum (W \sin \alpha)}$$

- ここに、 F_s : 円弧すべりに対する安全率
 l : 分割片で切られたすべり線の弧長 (m)
 W : 分割片の土塊重量 (kN/m)
 W' : 浮力を考慮した分割片の土塊重量 (kN/m)
 α : 各分割片で切られたすべり線の midpoint とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
 R : すべり円弧の半径 (m)
 T_{avail} : 各ジオテキスタイルの引張力 (kN/m)
 θ : ジオテキスタイル位置でのすべり線の交点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)

6.2 全体安定の検討 [常時 - 1]

6.2.1 円弧すべり形状



6.2.2 ジオテキスタイルの引張強さの計算

位置 番号	h (m)	σ_v (kN/m ²)	L _e (m)	L (m)	T _p (kN/m)	T _A (kN/m)	T _{avail} (kN/m)
29	0.600	0.000	-9.400	1.500	0.000	10.000	0.000
28	1.800	0.000	-9.815	1.500	0.000	10.000	0.000
27	3.000	0.000	-10.154	1.500	0.000	10.000	0.000
26	4.200	0.000	-10.413	1.500	0.000	10.000	0.000
25	5.400	0.000	-10.587	1.500	0.000	10.000	0.000
24	6.600	0.000	-10.668	1.500	0.000	10.000	0.000
23	7.800	0.000	-10.646	1.500	0.000	10.000	0.000
22	9.000	0.000	-10.508	1.500	0.000	10.000	0.000
21	10.200	0.000	-10.235	1.500	0.000	10.000	0.000
20	11.400	0.000	-9.800	1.500	0.000	10.000	0.000
19	12.600	0.000	-9.161	1.500	0.000	10.000	0.000
18	13.800	0.000	-8.250	1.500	0.000	10.000	0.000
17	15.000	0.000	-6.931	1.500	0.000	10.000	0.000
16	16.200	0.000	-4.862	1.500	0.000	10.000	0.000
15	1.200	0.000	-0.717	10.400	0.000	30.000	0.000
14	2.400	0.000	-0.294	11.200	0.000	30.000	0.000
13	3.600	0.000	-0.594	11.200	0.000	30.000	0.000
12	4.800	0.000	-0.811	11.200	0.000	30.000	0.000
11	6.000	0.000	-0.940	11.200	0.000	30.000	0.000
10	7.200	0.000	-0.971	11.200	0.000	37.000	0.000

9	8.400	0.000	-0.893	11.200	0.000	37.000	0.000
8	9.600	0.000	-0.690	11.200	0.000	37.000	0.000
7	10.800	0.000	-0.340	11.200	0.000	49.000	0.000
6	12.000	189.600	0.191	11.200	21.555	49.000	21.555
5	13.200	208.560	0.954	11.200	117.688	49.000	49.000
4	14.400	227.520	2.046	11.200	273.390	49.000	49.000
3	15.600	246.480	3.668	11.200	528.196	60.000	60.000
2	16.800	209.137	6.516	11.200	805.565	60.000	60.000
1	17.400	0.000	0.000	11.200	0.000	60.000	0.000
						$\Sigma T_{avai} = 239.555$	

6.2.3 補強時の安全率一覧表

上段は安全率, 下段()内は不足抵抗力 (kN/m)

F s		円 中 心 X 座 標						
		-0.30m	-0.20m	-0.10m	0.00m	0.10m	0.20m	0.30m
円 中 心 Y 座 標	21.80m	1.389 (0.0)	1.385 (0.0)	1.418 (0.0)	1.441 (0.0)	1.513 (0.0)	1.556 (0.0)	1.596 (0.0)
	21.70m	1.390 (0.0)	1.386 (0.0)	1.383 (0.0)	1.428 (0.0)	1.490 (0.0)	1.536 (0.0)	1.578 (0.0)
	21.60m	1.390 (0.0)	1.388 (0.0)	1.384 (0.0)	1.409 (0.0)	1.477 (0.0)	1.514 (0.0)	1.559 (0.0)
	21.50m	1.388 (0.0)	1.389 (0.0)	1.385 (0.0)	1.382 (0.0)	1.463 (0.0)	1.490 (0.0)	1.538 (0.0)
	21.40m	1.387 (0.0)	1.390 (0.0)	1.387 (0.0)	1.383 (0.0)	1.441 (0.0)	1.475 (0.0)	1.516 (0.0)
	21.30m	1.389 (0.0)	1.389 (0.0)	1.388 (0.0)	1.384 (0.0)	1.424 (0.0)	1.460 (0.0)	1.491 (0.0)
	21.20m	1.392 (0.0)	1.389 (0.0)	1.389 (0.0)	1.386 (0.0)	1.425 (0.0)	1.432 (0.0)	1.472 (0.0)

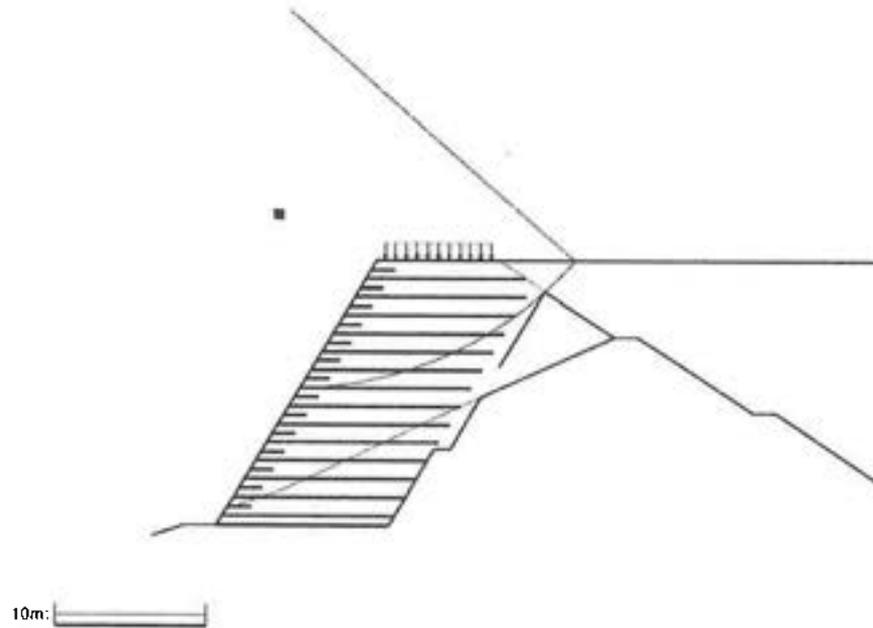
6.2.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項 目	記 号	単 位	常 時
最小安全率	F _{sm}	—	1.382
	F _{sa}		(1.200)
引張力の合力	Σ T _{avail}	kN/m	239.555
抵抗モーメント	M _{RC}	kN・m/m	12238.207
	M _{RF}		28377.733
	M _R		40615.940
	M _T		5785.108
起動モーメント	M _D	kN・m/m	33567.977
円中心X座標	X _o	m	0.000
Y座標	Y _o		21.500
通過点X座標	X _P	m	0.000
Y座標	Y _P		0.000
半径	R	m	21.500

6.3 全体安定の検討 [常時 - 9]

6.3.1 円弧すべり形状



6.3.2 ジオテキスタイルの引張強さの計算

位置 番号	h (m)	σ_v (kN/m ²)	L _e (m)	L (m)	T _p (kN/m)	T _A (kN/m)	T _{avail} (kN/m)
29	0.600	0.000	-3.327	1.500	0.000	10.000	0.000
28	1.800	0.000	-3.575	1.500	0.000	10.000	0.000
27	3.000	0.000	-3.654	1.500	0.000	10.000	0.000
26	4.200	0.000	-3.529	1.500	0.000	10.000	0.000
25	5.400	0.000	-3.133	1.500	0.000	10.000	0.000
24	6.600	0.000	-2.326	1.500	0.000	10.000	0.000
23	7.800	0.000	-0.649	1.500	0.000	10.000	0.000
22	9.000	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
21	10.200	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
20	11.400	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
19	12.600	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
18	13.800	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
17	15.000	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
16	16.200	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
15	1.200	18.960	5.430	10.400	108.256	30.000	30.000
14	2.400	37.920	6.063	11.200	183.555	30.000	30.000
13	3.600	56.880	6.080	11.200	246.921	30.000	30.000
12	4.800	75.840	6.329	11.200	322.463	30.000	30.000
11	6.000	94.800	6.904	11.200	423.135	30.000	30.000
10	7.200	113.760	8.040	11.200	575.850	37.000	37.000

9	8.400	0.000	0.000	11.200	0.000	37.000	0.000
8	9.600	0.000	0.000	11.200	0.000	37.000	0.000
7	10.800	0.000	0.000	11.200	0.000	49.000	0.000
6	12.000	0.000	0.000	11.200	0.000	49.000	0.000
5	13.200	0.000	0.000	11.200	0.000	49.000	0.000
4	14.400	0.000	0.000	11.200	0.000	49.000	0.000
3	15.600	0.000	0.000	11.200	0.000	60.000	0.000
2	16.800	0.000	0.000	11.200	0.000	60.000	0.000
1	17.400	0.000	0.000	11.200	0.000	60.000	0.000
						Σ Tavaí = 187.000	

6.3.3 補強時の安全率一覧表

上段は安全率, 下段()内は不足抵抗力 (kN/m)

F _s		円 中 心 X 座 標						
		3.70m	3.80m	3.90m	4.00m	4.10m	4.20m	4.30m
円 中 心 Y 座 標	20.70m	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.991 (0.0)	1.992 (0.0)	1.993 (0.0)	1.995 (0.0)
	20.60m	1.991 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.991 (0.0)	1.992 (0.0)	1.994 (0.0)
	20.50m	1.991 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.991 (0.0)	1.993 (0.0)
	20.40m	1.992 (0.0)	1.991 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.991 (0.0)	1.992 (0.0)
	20.30m	1.992 (0.0)	1.991 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.991 (0.0)
	20.20m	1.993 (0.0)	1.992 (0.0)	1.991 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.991 (0.0)
	20.10m	1.995 (0.0)	1.993 (0.0)	1.991 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)	1.990 (0.0)

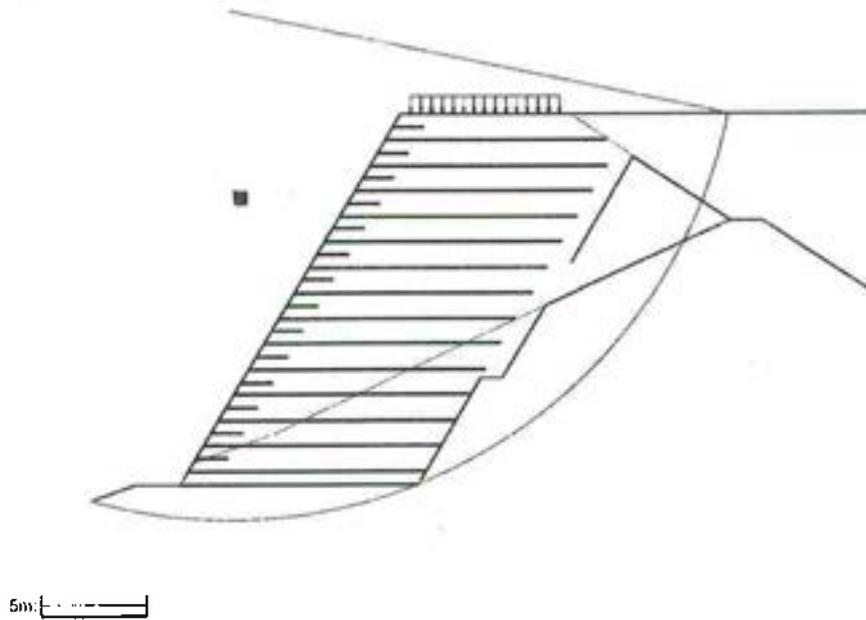
6.3.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項 目	記 号	単 位	常 時
最小安全率	F _{sm}	—	1.990
	F _{sa}	—	(1.200)
引張力の合力	Σ T _{avail}	kN/m	187.000
抵抗モーメント	M _{RC}	kN・m/m	2999.766
	M _{RF}		3009.816
	M _R		6009.582
	M _T		2222.948
起動モーメント	M _D	kN・m/m	4137.492
円中心X座標	X _o	m	4.000
Y座標	Y _o		20.400
通過点X座標	X _P	■	5.400
Y座標	Y _P		9.000
半径	R	m	11.486

6.4 全体安定の検討 [常時 - 15]

6.4.1 円弧すべり形状



6.4.2 ジオテキスタイルの引張強さの計算

位置 番号	h (m)	σ_v (kN/m ²)	Le (m)	L (m)	Tp (kN/m)	TA (kN/m)	Tavail (kN/m)
29	0.600	0.000	-7.167	1.500	0.000	10.000	0.000
28	1.800	0.000	-7.887	1.500	0.000	10.000	0.000
27	3.000	0.000	-8.607	1.500	0.000	10.000	0.000
26	4.200	0.000	-9.325	1.500	0.000	10.000	0.000
25	5.400	0.000	-9.976	1.500	0.000	10.000	0.000
24	6.600	0.000	-10.536	1.500	0.000	10.000	0.000
23	7.800	0.000	-11.000	1.500	0.000	10.000	0.000
22	9.000	0.000	-11.364	1.500	0.000	10.000	0.000
21	10.200	0.000	-11.621	1.500	0.000	10.000	0.000
20	11.400	0.000	-11.760	1.500	0.000	10.000	0.000
19	12.600	0.000	-11.766	1.500	0.000	10.000	0.000
18	13.800	0.000	-11.615	1.500	0.000	10.000	0.000
17	15.000	0.000	-11.271	1.500	0.000	10.000	0.000
16	16.200	0.000	-10.673	1.500	0.000	10.000	0.000
15	1.200	18.960	1.373	10.400	27.366	30.000	27.366
14	2.400	37.920	1.453	11.200	43.977	30.000	30.000
13	3.600	56.880	0.733	11.200	29.752	30.000	29.752
12	4.800	75.840	0.038	11.200	1.946	30.000	1.946
11	6.000	0.000	-0.568	11.200	0.000	30.000	0.000
10	7.200	0.000	-1.080	11.200	0.000	37.000	0.000

9	8.400	0.000	-1.495	11.200	0.000	37.000	0.000
8	9.600	0.000	-1.807	11.200	0.000	37.000	0.000
7	10.800	0.000	-2.006	11.200	0.000	49.000	0.000
6	12.000	0.000	-2.081	11.200	0.000	49.000	0.000
5	13.200	0.000	-2.012	11.200	0.000	49.000	0.000
4	14.400	0.000	-1.770	11.200	0.000	49.000	0.000
3	15.600	0.000	-1.309	11.200	0.000	60.000	0.000
2	16.800	0.000	-0.545	11.200	0.000	60.000	0.000
1	17.400	0.000	0.000	11.200	0.000	60.000	0.000
						$\Sigma T_{\text{avai}} = 89.065$	

6.4.3 補強時の安全率一覧表

上段は安全率, 下段()内は不足抵抗力 (kN/m)

F _s		円 中 心 X 座 標						
		2.60m	2.70m	2.80m	2.90m	3.00m	3.10m	3.20m
円 中 心 Y 座 標	13.80m	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	2.383 (0.0)	2.393 (0.0)	2.402 (0.0)	2.412 (0.0)
	13.70m	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	2.378 (0.0)	2.387 (0.0)	2.397 (0.0)	2.407 (0.0)
	13.60m	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	2.372 (0.0)	2.382 (0.0)	2.392 (0.0)	2.402 (0.0)
	13.50m	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	2.366 (0.0)	2.375 (0.0)	2.386 (0.0)	2.396 (0.0)
	13.40m	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	2.368 (0.0)	2.372 (0.0)	2.380 (0.0)	2.390 (0.0)
	13.30m	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	2.369 (0.0)	2.374 (0.0)	2.378 (0.0)	2.384 (0.0)
	13.20m	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	2.371 (0.0)	2.375 (0.0)	2.380 (0.0)	2.385 (0.0)

6.4.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項 目	記 号	単 位	常 時
最小安全率	F _{sm}	—	2.366
	F _{sa}	—	(1.200)
引張力の合力	Σ T _{avail}	kN/m	89.065
抵抗モーメント	M _{RC}	kN・m/m	22144.258
	M _{RF}		42152.242
	M _R		64296.500
	M _T		771.268
起動モーメント	M _D	kN・m/m	27504.255
円中心X座標	X _o	m	2.900
Y座標	Y _o		13.500
通過点X座標	X _P	m	11.200
Y座標	Y _P		0.000
半径	R	m	15.847

7. 補強時の全体安定の検討【地震時の場合】

7.1 計算式

7.1.1 定着部の引抜抵抗力の計算式

【ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験などで求められない場合】

$$T_{pE} = \frac{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \cdot \tan \phi) L_{eE}}{F_{sE}}$$

【ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験などで求められている場合】

$$T_{pE} = \frac{2(c^* + \sigma_v \tan \phi^*) L_{eE}}{F_{sE}}$$

ここに、 T_{pE} : 定着部の引抜抵抗力 (kN/m)
 σ_v : ジオテキスタイルの定着部に作用する鉛直力 (kN/m)
(計算では定着長 L_{eE} の中点上の鉛直荷重としている。)
 L_{eE} : すべり線より奥のジオテキスタイルの定着長 (m)

7.1.2 ジオテキスタイルの発揮可能引張強さの計算式

$$T_{avail} = \min(T_{AE}, T_{pE})$$

ここに、 T_{avail} : ジオテキスタイルの発揮可能引張強さ (kN/m)
 T_{AE} : ジオテキスタイルの設計引張強さ (kN/m)
 T_{pE} : 定着部の引抜抵抗力 (kN/m)

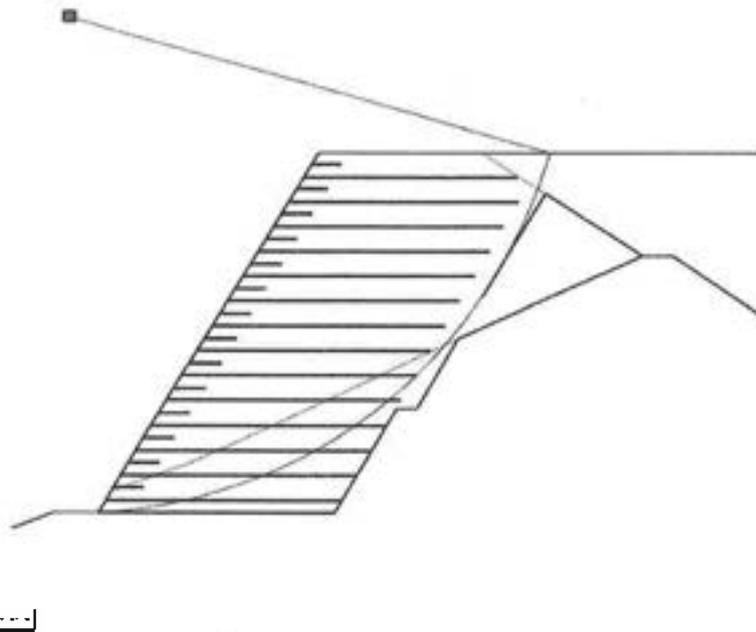
7.1.3 補強土壁の全体安定に対する計算式

$$F_s = \frac{R \sum \{c + (W' \cos \alpha - khW \sin \alpha) \tan \phi\} + R \sum T_{avail} (\cos \theta + \sin \theta \tan \phi)}{\sum (RW \sin \alpha + khW y_G)}$$

- ここに、
- F_s : 円弧すべりに対する安全率
 - l : 分割片で切られたすべり線の弧長 (m)
 - W : 分割片の土塊重量 (kN/m)
 - W' : 浮力を考慮した分割片の土塊重量 (kN/m)
 - α : 各分割片で切られたすべり線の midpoint とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)
 - c : 土の粘着力 (kN/m²)
 - ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
 - R : すべり円弧の半径 (m)
 - T_{avail} : 各ジオテキスタイルの引張力 (kN/m)
 - θ : ジオテキスタイル位置でのすべり線の交点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)
 - kh : 設計水平震度 = 0.20
 - y_G : 円弧中心から分割片重心までの鉛直距離 (m)

7.2 全体安定の検討 [地震時 - 1]

7.2.1 円弧すべり形状



7.2.2 ジオテキスタイルの引張強さの計算

位置 番号	h (m)	σ_v (kN/m ²)	L _{0E} (m)	L (m)	T _{pE} (kN/m)	T _{AE} (kN/m)	T _{avail} (kN/m)
29	0.600	0.000	-9.884	1.500	0.000	10.000	0.000
28	1.800	0.000	-10.196	1.500	0.000	10.000	0.000
27	3.000	0.000	-10.435	1.500	0.000	10.000	0.000
26	4.200	0.000	-10.597	1.500	0.000	10.000	0.000
25	5.400	0.000	-10.674	1.500	0.000	10.000	0.000
24	6.600	0.000	-10.659	1.500	0.000	10.000	0.000
23	7.800	0.000	-10.541	1.500	0.000	10.000	0.000
22	9.000	0.000	-10.306	1.500	0.000	10.000	0.000
21	10.200	0.000	-9.935	1.500	0.000	10.000	0.000
20	11.400	0.000	-9.398	1.500	0.000	10.000	0.000
19	12.600	0.000	-8.655	1.500	0.000	10.000	0.000
18	13.800	0.000	-7.632	1.500	0.000	10.000	0.000
17	15.000	0.000	-6.192	1.500	0.000	10.000	0.000
16	16.200	0.000	-3.988	1.500	0.000	10.000	0.000
15	1.200	0.000	-1.149	10.400	0.000	45.000	0.000
14	2.400	0.000	-0.625	11.200	0.000	45.000	0.000
13	3.600	0.000	-0.826	11.200	0.000	45.000	0.000
12	4.800	0.000	-0.946	11.200	0.000	45.000	0.000
11	6.000	0.000	-0.979	11.200	0.000	45.000	0.000
10	7.200	0.000	-0.914	11.200	0.000	55.500	0.000

9	8.400	0.000	-0.739	11.200	0.000	55.500	0.000
8	9.600	0.000	-0.439	11.200	0.000	55.500	0.000
7	10.800	170.640	0.011	11.200	1.830	73.500	1.830
6	12.000	189.600	0.644	11.200	121.258	73.500	73.500
5	13.200	208.560	1.516	11.200	311.483	73.500	73.500
4	14.400	227.520	2.723	11.200	606.472	73.500	73.500
3	15.600	236.032	4.474	11.200	1031.059	90.000	90.000
2	16.800	196.746	7.457	11.200	1452.547	90.000	90.000
1	17.400	0.000	0.000	11.200	0.000	90.000	0.000
						$\Sigma T_{\text{avai}} = 402.330$	

7.2.3 補強時の安全率一覧表

上段は安全率, 下段()内は不足抵抗力 (kN/m)

F _s		円 中 心 X 座 標						
		-1.70m	-1.60m	-1.50m	-1.40m	-1.30m	-1.20m	-1.10m
円 中 心 Y 座 標	24.20m	1.156 (0.0)	1.148 (0.0)	1.197 (0.0)	1.217 (0.0)	1.232 (0.0)	1.241 (0.0)	1.243 (0.0)
	24.10m	1.159 (0.0)	1.152 (0.0)	1.144 (0.0)	1.206 (0.0)	1.223 (0.0)	1.237 (0.0)	1.239 (0.0)
	24.00m	1.163 (0.0)	1.156 (0.0)	1.148 (0.0)	1.187 (0.0)	1.213 (0.0)	1.229 (0.0)	1.236 (0.0)
	23.90m	1.167 (0.0)	1.159 (0.0)	1.152 (0.0)	1.144 (0.0)	1.201 (0.0)	1.220 (0.0)	1.232 (0.0)
	23.80m	1.171 (0.0)	1.163 (0.0)	1.155 (0.0)	1.148 (0.0)	1.174 (0.0)	1.209 (0.0)	1.226 (0.0)
	23.70m	1.175 (0.0)	1.167 (0.0)	1.159 (0.0)	1.152 (0.0)	1.144 (0.0)	1.196 (0.0)	1.216 (0.0)
	23.60m	1.179 (0.0)	1.171 (0.0)	1.163 (0.0)	1.155 (0.0)	1.148 (0.0)	1.145 (0.0)	1.205 (0.0)

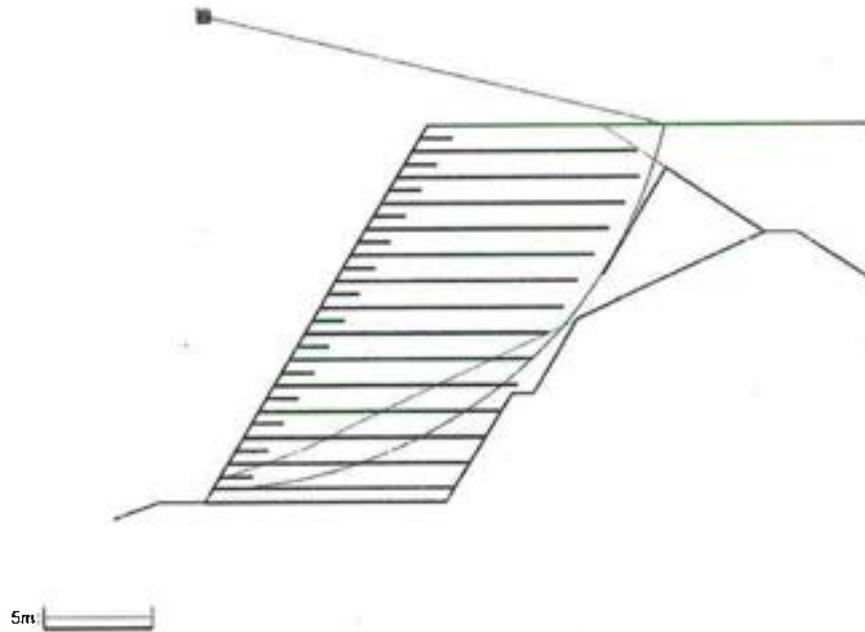
7.2.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項 目	記 号	単 位	地震時
最小安全率	F _{smin} F _{da}	—	1.144 (1.000)
設計水平震度	kh	—	0.200
引張力の合力	Σ T _{avail}	kN/m	402.330
抵抗モーメント	MRC	kN・m/m	13616.670
	MRF		26436.803
	MR		40053.473
	MT		10821.892
起動モーメント	MD	kN・m/m	44470.858
円中心X座標	X _o	m	-1.400
Y座標	Y _o		23.900
通過点X座標	X _P	m	0.000
Y座標	Y _P		0.000
半径	R	m	23.941

7.3 全体安定の検討 [地震時 - 2]

7.3.1 円弧すべり形状



7.3.2 ジオテキスタイルの引張強さの計算

位置 番号	h (m)	σ_v (kN/m ²)	L _{eE} (m)	L (m)	T _{pE} (kN/m)	T _{AE} (kN/m)	T _{avail} (kN/m)
29	0.600	0.000	-9.667	1.500	0.000	10.000	0.000
28	1.800	0.000	-10.026	1.500	0.000	10.000	0.000
27	3.000	0.000	-10.309	1.500	0.000	10.000	0.000
26	4.200	0.000	-10.509	1.500	0.000	10.000	0.000
25	5.400	0.000	-10.621	1.500	0.000	10.000	0.000
24	6.600	0.000	-10.635	1.500	0.000	10.000	0.000
23	7.800	0.000	-10.539	1.500	0.000	10.000	0.000
22	9.000	0.000	-10.319	1.500	0.000	10.000	0.000
21	10.200	0.000	-9.951	1.500	0.000	10.000	0.000
20	11.400	0.000	-9.402	1.500	0.000	10.000	0.000
19	12.600	0.000	-8.619	1.500	0.000	10.000	0.000
18	13.800	0.000	-7.507	1.500	0.000	10.000	0.000
17	15.000	0.000	-5.859	1.500	0.000	10.000	0.000
16	16.200	0.000	-2.978	1.500	0.000	10.000	0.000
15	1.200	0.000	-0.956	10.400	0.000	45.000	0.000
14	2.400	0.000	-0.477	11.200	0.000	45.000	0.000
13	3.600	0.000	-0.719	11.200	0.000	45.000	0.000
12	4.800	0.000	-0.876	11.200	0.000	45.000	0.000
11	6.000	0.000	-0.940	11.200	0.000	45.000	0.000
10	7.200	0.000	-0.902	11.200	0.000	55.500	0.000

9	8.400	0.000	-0.746	11.200	0.000	55.500	0.000
8	9.600	0.000	-0.455	11.200	0.000	55.500	0.000
7	10.800	0.000	-0.002	11.200	0.000	73.500	0.000
6	12.000	189.600	0.655	11.200	123.404	73.500	73.500
5	13.200	208.560	1.587	11.200	326.198	73.500	73.500
4	14.400	227.520	2.929	11.200	652.358	73.500	73.500
3	15.600	228.764	5.026	11.200	1125.095	90.000	90.000
2	16.800	0.000	0.000	11.200	0.000	90.000	0.000
1	17.400	0.000	0.000	11.200	0.000	90.000	0.000
						$\Sigma T_{avai} = 310.500$	

7.3.3 補強時の安全率一覧表

上段は安全率、下段()内は不足抵抗力 (kN/m)

F _s		円 中 心 X 座 標						
		-0.20m	-0.10m	0.00m	0.10m	0.20m	0.30m	0.40m
円 中 心 Y 座 標	22.80m	1.145 (0.0)	1.137 (0.0)	1.158 (0.0)	1.196 (0.0)	1.214 (0.0)	1.224 (0.0)	1.284 (0.0)
	22.70m	1.149 (0.0)	1.141 (0.0)	1.133 (0.0)	1.182 (0.0)	1.204 (0.0)	1.220 (0.0)	1.274 (0.0)
	22.60m	1.153 (0.0)	1.145 (0.0)	1.137 (0.0)	1.133 (0.0)	1.193 (0.0)	1.212 (0.0)	1.269 (0.0)
	22.50m	1.157 (0.0)	1.149 (0.0)	1.141 (0.0)	1.133 (0.0)	1.178 (0.0)	1.201 (0.0)	1.265 (0.0)
	22.40m	1.161 (0.0)	1.153 (0.0)	1.145 (0.0)	1.137 (0.0)	1.135 (0.0)	1.189 (0.0)	1.260 (0.0)
	22.30m	1.166 (0.0)	1.157 (0.0)	1.149 (0.0)	1.140 (0.0)	1.135 (0.0)	1.173 (0.0)	1.249 (0.0)
	22.20m	1.170 (0.0)	1.161 (0.0)	1.153 (0.0)	1.144 (0.0)	1.136 (0.0)	1.137 (0.0)	1.237 (0.0)

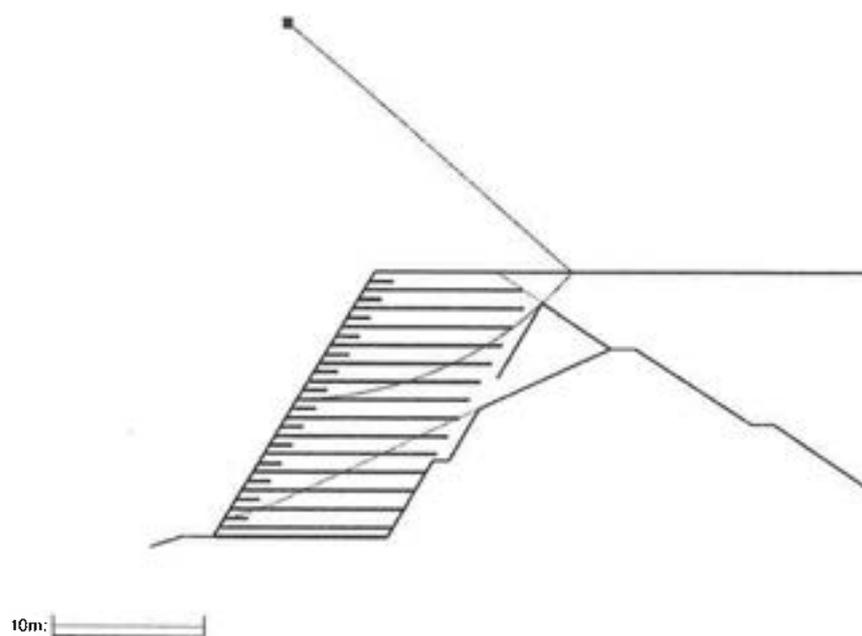
7.3.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項 目	記 号	単 位	地震時
最小安全率	F _{min}	—	1.133
	F _{da}	—	(1.000)
設計水平震度	k _h	—	0.200
引張力の合力	Σ T _{avail}	kN/m	310.500
抵抗モーメント	M _{RC}	kN・m/m	12192.916
	M _{RF}		23890.057
	M _R		36082.973
	M _T		7679.391
起動モーメント	M _D	kN・m/m	38630.020
円中心X座標 Y座標	X _o	m	0.100
	Y _o		22.500
通過点X座標 Y座標	X _P	m	0.360
	Y _P		0.600
半径	R	m	21.902

7.4 全体安定の検討 [地震時 - 9]

7.4.1 円弧すべり形状



7.4.2 ジオテキスタイルの引張強さの計算

位置 番号	h (m)	σ_v (kN/m ²)	L _{eE} (m)	L (m)	T _{pE} (kN/m)	T _{AE} (kN/m)	T _{avail} (kN/m)
29	0.600	0.000	-11.287	1.500	0.000	10.000	0.000
28	1.800	0.000	-10.797	1.500	0.000	10.000	0.000
27	3.000	0.000	-10.121	1.500	0.000	10.000	0.000
26	4.200	0.000	-9.202	1.500	0.000	10.000	0.000
25	5.400	0.000	-7.939	1.500	0.000	10.000	0.000
24	6.600	0.000	-6.115	1.500	0.000	10.000	0.000
23	7.800	0.000	-2.995	1.500	0.000	10.000	0.000
22	9.000	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
21	10.200	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
20	11.400	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
19	12.600	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
18	13.800	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
17	15.000	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
16	16.200	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
15	1.200	0.000	-2.163	10.400	0.000	45.000	0.000
14	2.400	0.000	-0.785	11.200	0.000	45.000	0.000
13	3.600	56.880	0.003	11.200	0.237	45.000	0.237
12	4.800	75.840	1.078	11.200	91.496	45.000	45.000
11	6.000	94.800	2.580	11.200	263.512	45.000	45.000
10	7.200	113.760	4.875	11.200	581.992	55.500	55.500

9	8.400	0.000	0.000	11.200	0.000	55.500	0.000
8	9.600	0.000	0.000	11.200	0.000	55.500	0.000
7	10.800	0.000	0.000	11.200	0.000	73.500	0.000
6	12.000	0.000	0.000	11.200	0.000	73.500	0.000
5	13.200	0.000	0.000	11.200	0.000	73.500	0.000
4	14.400	0.000	0.000	11.200	0.000	73.500	0.000
3	15.600	0.000	0.000	11.200	0.000	90.000	0.000
2	16.800	0.000	0.000	11.200	0.000	90.000	0.000
1	17.400	0.000	0.000	11.200	0.000	90.000	0.000
						$\Sigma T_{avai} = 145.737$	

7.4.3 補強時の安全率一覧表

上段は安全率, 下段()内は不足抵抗力 (kN/m)

F _s		円 中 心 × 座 標						
		4.50m	4.60m	4.70m	4.80m	4.90m	5.00m	5.10m
円 中 心 Y 座 標	34.10m	1.735 (0.0)	1.728 (0.0)	1.723 (0.0)	1.737 (0.0)	1.751 (0.0)	1.765 (0.0)	1.778 (0.0)
	34.00m	1.738 (0.0)	1.730 (0.0)	1.723 (0.0)	1.731 (0.0)	1.746 (0.0)	1.760 (0.0)	1.773 (0.0)
	33.90m	1.740 (0.0)	1.733 (0.0)	1.726 (0.0)	1.726 (0.0)	1.740 (0.0)	1.754 (0.0)	1.768 (0.0)
	33.80m	1.743 (0.0)	1.736 (0.0)	1.728 (0.0)	1.721 (0.0)	1.735 (0.0)	1.749 (0.0)	1.763 (0.0)
	33.70m	1.746 (0.0)	1.738 (0.0)	1.731 (0.0)	1.723 (0.0)	1.730 (0.0)	1.744 (0.0)	1.758 (0.0)
	33.60m	1.748 (0.0)	1.741 (0.0)	1.733 (0.0)	1.726 (0.0)	1.724 (0.0)	1.739 (0.0)	1.753 (0.0)
	33.50m	1.751 (0.0)	1.743 (0.0)	1.736 (0.0)	1.728 (0.0)	1.721 (0.0)	1.733 (0.0)	1.748 (0.0)

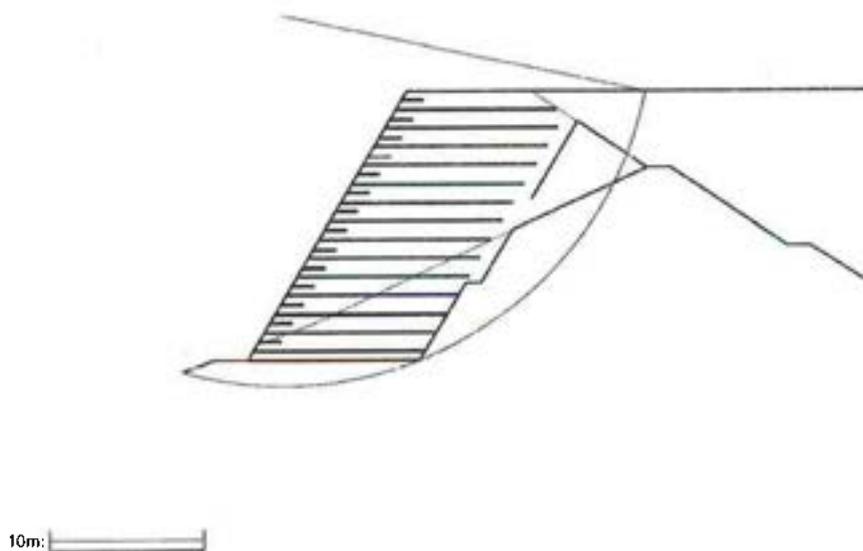
7.4.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項 目	記 号	単 位	地震時
最小安全率	F _{min}	—	1.721
	F _{da}	—	(1.000)
設計水平震度	k _h	—	0.200
引張力の合力	Σ T _{avail}	kN/m	145.737
抵抗モーメント	M _{RC}	kN・m/m	9739.978
	M _{RF}		14877.891
	M _R		24617.869
	M _T		4087.373
起動モーメント	M _D	kN・m/m	16680.268
円中心×座標 Y座標	X _o	m	4.800
	Y _o		33.800
通過点×座標 Y座標	X _P	m	5.400
	Y _P		9.000
半径	R	m	24.807

7.5 全体安定の検討 [地震時 - 15]

7.5.1 円弧すべり形状



7.5.2 ジオテキスタイルの引張強さの計算

位置 番号	h (m)	σ_v (kN/m ²)	L _{0E} (m)	L (m)	T _{pE} (kN/m)	T _{AE} (kN/m)	T _{avail} (kN/m)
29	0.600	0.000	-14.154	1.500	0.000	10.000	0.000
28	1.800	0.000	-14.558	1.500	0.000	10.000	0.000
27	3.000	0.000	-14.895	1.500	0.000	10.000	0.000
26	4.200	0.000	-15.159	1.500	0.000	10.000	0.000
25	5.400	0.000	-15.348	1.500	0.000	10.000	0.000
24	6.600	0.000	-15.455	1.500	0.000	10.000	0.000
23	7.800	0.000	-15.473	1.500	0.000	10.000	0.000
22	9.000	0.000	-15.393	1.500	0.000	10.000	0.000
21	10.200	0.000	-15.200	1.500	0.000	10.000	0.000
20	11.400	0.000	-14.880	1.500	0.000	10.000	0.000
19	12.600	0.000	-14.405	1.500	0.000	10.000	0.000
18	13.800	0.000	-13.741	1.500	0.000	10.000	0.000
17	15.000	0.000	-12.829	1.500	0.000	10.000	0.000
16	16.200	0.000	-11.561	1.500	0.000	10.000	0.000
15	1.200	0.000	-5.465	10.400	0.000	45.000	0.000
14	2.400	0.000	-5.035	11.200	0.000	45.000	0.000
13	3.600	0.000	-5.336	11.200	0.000	45.000	0.000
12	4.800	0.000	-5.564	11.200	0.000	45.000	0.000
11	6.000	0.000	-5.712	11.200	0.000	45.000	0.000
10	7.200	0.000	-5.776	11.200	0.000	55.500	0.000

9	8.400	0.000	-5.746	11.200	0.000	55.500	0.000
8	9.600	0.000	-5.611	11.200	0.000	55.500	0.000
7	10.800	0.000	-5.357	11.200	0.000	73.500	0.000
6	12.000	0.000	-4.964	11.200	0.000	73.500	0.000
5	13.200	0.000	-4.400	11.200	0.000	73.500	0.000
4	14.400	0.000	-3.621	11.200	0.000	73.500	0.000
3	15.600	0.000	-2.549	11.200	0.000	90.000	0.000
2	16.800	0.000	-1.030	11.200	0.000	90.000	0.000
1	17.400	0.000	0.000	11.200	0.000	90.000	0.000
						$\Sigma T_{avai} = 0.000$	

7.5.3 補強時の安全率一覧表

上段は安全率、下段()内は不足抵抗力 (kN/m)

F s		円 中 心 X 座 標						
		2.10m	2.20m	2.30m	2.40m	2.50m	2.60m	2.70m
円 中 心 Y 座 標	22.60m	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	1.808 (0.0)	1.812 (0.0)	1.815 (0.0)	1.818 (0.0)
	22.50m	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	1.808 (0.0)	1.811 (0.0)	1.815 (0.0)	1.818 (0.0)
	22.40m	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	1.808 (0.0)	1.811 (0.0)	1.815 (0.0)	1.818 (0.0)
	22.30m	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	1.808 (0.0)	1.811 (0.0)	1.815 (0.0)	1.818 (0.0)
	22.20m	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	1.811 (0.0)	1.815 (0.0)	1.818 (0.0)
	22.10m	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	1.811 (0.0)	1.815 (0.0)	1.818 (0.0)
	22.00m	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	99.000 (0.0)	1.812 (0.0)	1.815 (0.0)	1.818 (0.0)

7.5.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項 目	記 号	単 位	地震時
最小安全率	F smin	—	1.808
	F da	—	(1.000)
設計水平震度	kh	—	0.200
引張力の合力	ΣT_{avail}	kN/m	0.000
抵抗モーメント	MRC	kN・m/m	42131.957
	MRF		76277.439
	MR		118409.396
	MT		0.000
起動モーメント	MD	kN・m/m	65488.092
円中心X座標 Y座標	Xo	m	2.400
	Yo		22.300
通過点X座標 Y座標	XP	m	11.200
	YP		0.000
半径	R	m	23.974

8. 参考資料

8.1 盛土形状座標データ

盛土層番号	土層の下端座標		土層の上端座標	
	XL (m)	YL (m)	XU (m)	YU (m)
盛土層-1	0.000	0.000	10.440	17.400

8.2 基礎地盤座標データ

基礎地盤番号	座標番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
基礎地盤-1	1	-4.209	-0.745
	2	-2.160	0.000
	3	0.000	0.000
	4	0.603	1.005
	5	4.440	2.400
	6	15.040	7.400
	7	25.940	12.400
	8	27.440	12.400
	9	34.940	7.400
	10	36.440	7.400
	11	44.535	2.004
基礎地盤-2	1	18.440	17.400
	2	25.940	12.400

8.3 掘削形状座標データ

座標番号	掘削幅 (m)	掘削高 (m)	掘削勾配
1	11.200	5.000	0.60
2	1.000	3.420	0.60

8.4 設計土層座標データ

土層番号		旧座標番号	新座標番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
盛土層 -1	-1	1	1	0.000	0.000
		2	2	10.440	17.400
		3	3	1044.535	17.400
基礎地盤 -2	-1		1	18.440	10.400
			2	21.440	15.400
		2	3	25.940	12.400
基礎地盤 -1	-1	1	1	-4.209	-0.745
		2	2	-2.160	0.000
		3	3	0.000	0.000
			4	11.200	0.000
			5	14.200	5.000
			6	15.200	5.000
			7	17.248	8.413

		7	8	25.940	12.400
		8	9	27.440	12.400
		9	10	34.940	7.400
		10	11	36.440	7.400
		11	12	44.535	2.004

8.5 設計外力データ

載荷重番号	荷量の種類	左端座標		右端座標		常時	地震時
		X L (m)	Y L (m)	X R (m)	Y R (m)	W (kN/m)	WE (kN/m)
載荷重 -1	活荷重	10.940	17.400	17.940	17.400	10.00	0.00

8.6 壁面強化材データ

- (1) 敷設長 : L = 1.500 (m)
- (2) 敷設間隔 : v = 60.00 (cm)
- (3) 盛土底面からの最下段敷設位置 : h = 0.600 (m)
- (4) 設計引張強度 : T A, T A E = 10.00 (kN/m)

8.7 参考文献

- (1) ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第2回 改訂版
ジオテキスタイル補強土工法普及委員会 (財)土木研究センター 平成25年12月
- (2) 道路土工 擁壁工指針
(社)日本道路協会 平成24年7月
- (3) 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編
(社)日本道路協会 平成24年3月

PWRC GEO-W2013 Version : 1.00.04

ジオテキスタイル補強盛土設計計算書

H=5.50m

平成 28 年 04 月

前田工織株式会社

はじめに

本計算書は、ジオテキスタイル補強材について検討したものであり、壁面工の安定性の検討や構造細目については別途検討が必要である。

また、ジオテキスタイル補強材の設計においても「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」に記述された範囲以外の設計条件の場合には、別途検討を要す。

目 次

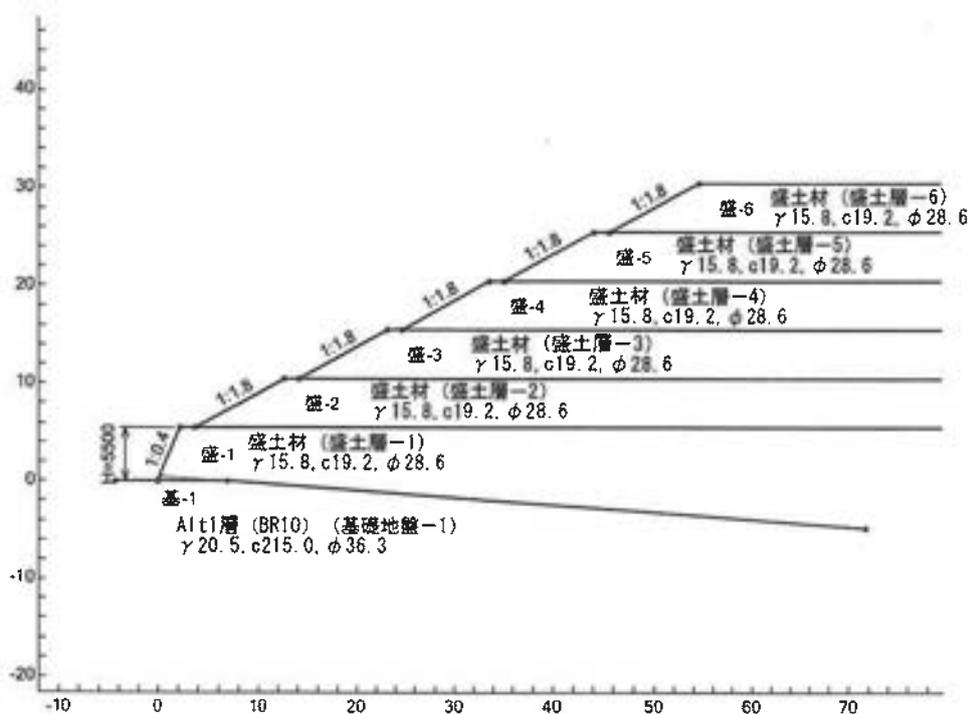
1. 設計条件	1
1.1 計画補強土壁断面および土質材料の設計定数	1
1.2 ジオテキスタイルの材料	2
1.3 設計安全率	3
1.4 設計水平震度	3
2. 計算結果の総括	4
2.1 補強材の使用材料および配置	4
2.2 外的安定の検討	5
2.3 補強時全体の円弧すべり安定計算	6
3. 内的安定の検討【常時の場合】	9
3.1 常時における必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の算定	9
3.2 ジオテキスタイルの引張強さの照査	12
3.3 ジオテキスタイルの敷設長の計算	14
4. 内的安定の検討【地震時の場合】	15
4.1 地震時における必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の算定	15
4.2 ジオテキスタイルの引張強さの照査	18
4.3 ジオテキスタイルの敷設長の計算	20
5. 外的安定の検討【常時の場合】	21
5.1 仮想的な擁壁に作用する荷重	21
5.2 滑動に対する安定の検討	23
5.3 転倒に対する安定の検討	24
5.4 支持力（盛土直下）に対する安定の検討	25
6. 外的安定の検討【地震時の場合】	27
6.1 仮想的な擁壁に作用する荷重	27
6.2 滑動に対する安定の検討	29
6.3 転倒に対する安定の検討	30

6.4	支持力（盛土直下）に対する安定の検討	31
7.	補強時の全体安定の検討【常時の場合】	33
7.1	計算式	33
7.2	全体安定の検討【常時 - 1】	35
7.3	全体安定の検討【常時 - 2】	37
7.4	全体安定の検討【常時 - 3】	39
7.5	全体安定の検討【常時 - 4】	41
7.6	全体安定の検討【常時 - 5】	43
7.7	全体安定の検討【常時 - 6】	45
7.8	全体安定の検討【常時 - 11】	47
8.	補強時の全体安定の検討【地震時の場合】	49
8.1	計算式	49
8.2	全体安定の検討【地震時 - 1】	51
8.3	全体安定の検討【地震時 - 2】	53
8.4	全体安定の検討【地震時 - 3】	55
8.5	全体安定の検討【地震時 - 4】	57
8.6	全体安定の検討【地震時 - 5】	59
8.7	全体安定の検討【地震時 - 6】	61
8.8	全体安定の検討【地震時 - 11】	63
9.	参考資料	65
9.1	盛土形状座標データ	65
9.2	基礎地盤座標データ	65
9.3	掘削形状座標データ	65
9.4	設計土層座標データ	65
9.5	設計外力データ	66
9.6	壁面強化材データ	66
9.7	参考文献	66

1. 設計条件

1.1 計画補強土壁断面および土質材料の設計定数

(1) 計画補強土壁断面形状



(2) 壁面工の形式 : 鋼製棒形式

(3) 補強土壁の高さ : $H = 5.500$ (m)

(4) 基本締固め層厚 : $\Delta S = 20.0$ (cm) (「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」に示される補強土壁の仕上がり厚さ)

(5) 設計外力 : 載荷重なし

(6) 土質材料の設計定数

土層番号	H (m)	h (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ca (kN/m ²)	ϕ (°)
盛土層-6	30.500	5.000	15.800	15.800	19.20	—	28.6
盛土層-5	25.500	5.000	15.800	15.800	19.20	—	28.6
盛土層-4	20.500	5.000	15.800	15.800	19.20	—	28.6
盛土層-3	15.500	5.000	15.800	15.800	19.20	—	28.6
盛土層-2	10.500	5.000	15.800	15.800	19.20	—	28.6
盛土層-1	5.500	5.500	15.800	15.800	19.20	—	28.6
基礎地盤-1	—	—	20.500	20.500	215.00	—	36.3

H : 基礎地盤面からの高さ (m) h : 層厚 (m)

- γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 c_a : 全体安定の検討で用いる土の粘着力の仮定値 (kN/m²)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

(7) ジオテキスタイルと土との摩擦補正係数および摩擦応力成分

土層番号	摩擦補正係数		摩擦応力成分	
	α_1	α_2	c^* (kN/m ²)	ϕ^* (°)
盛土層-6	0.50	1.00	—	—
盛土層-5	0.50	1.00	—	—
盛土層-4	0.50	1.00	—	—
盛土層-3	0.50	1.00	—	—
盛土層-2	0.50	1.00	—	—
盛土層-1	0.50	1.00	—	—

α_1, α_2 : ジオテキスタイルと土との摩擦に関する補正係数

$$\alpha_1 = c^*/c$$

$$\alpha_2 = \tan \phi^*/\tan \phi$$

c^* : 土とジオテキスタイルの見かけの粘着力 (kN/m²)

ϕ^* : 土とジオテキスタイルの見かけのせん断抵抗角 (°)

1.2 ジオテキスタイルの材料

材料 No	名称	規格	材料単価 (円/m ²)	Tmax (kN/m)	材料安全率			
					Fcr	FD	FC	FB
1	ADEAM	HG-36	1,720	34.000	1.54	1.00	1.00	1.00
2	ADEAM	HG-50	1,860	47.000	1.54	1.00	1.00	1.00

Tmax : ジオテキスタイルの最大引張強さ (kN/m)

Fcr : クリープを考慮した材料安全率

$$Fcr = 1/\mu$$

μ : クリープ低減係数

FD : 耐久性を考慮した材料安全率

FC : 施工中の損傷を考慮した材料安全率

FB : 接合部の強度低下を考慮した材料安全率

1.3 設計安全率

安全率の種類	設計安全率	
	常時	地震時
引抜きに対する安全率	$F_s \geq 2.00$	$F_{sE} \geq 1.20$
滑動に対する安全率	$F_s \geq 1.50$	$F_{sE} \geq 1.20$
転倒に対する許容値	$e \leq L/6$	$e \leq L/3$
支持力に対する安全率	$F_s \geq 3.00$	$F_{sE} \geq 2.00$
全体安定・円弧すべりに対する安全率	$F_s \geq 1.20$	$F_{sE} \geq 1.00$

1.4 設計水平震度

(1) 内的安定及び外的安定の検討に用いる設計水平震度

$$k_h = c_z \cdot k_{ho} = 0.20$$

ここに、 k_h : 設計水平震度

k_{ho} : 標準設計水平震度 = 0.20 [地盤種別 : レベル2地震動Ⅱ種]

c_z : 地域別補正係数 = 1.00 [地域区分 : A]

(2) 全体安定の検討に用いる設計水平震度

$$k_h = c_z \cdot k_{ho} = 0.20$$

ここに、 k_h : 設計水平震度

k_{ho} : 標準設計水平震度 = 0.20 [地盤種別 : レベル2地震動Ⅱ種]

c_z : 地域別補正係数 = 1.00 [地域区分 : A]

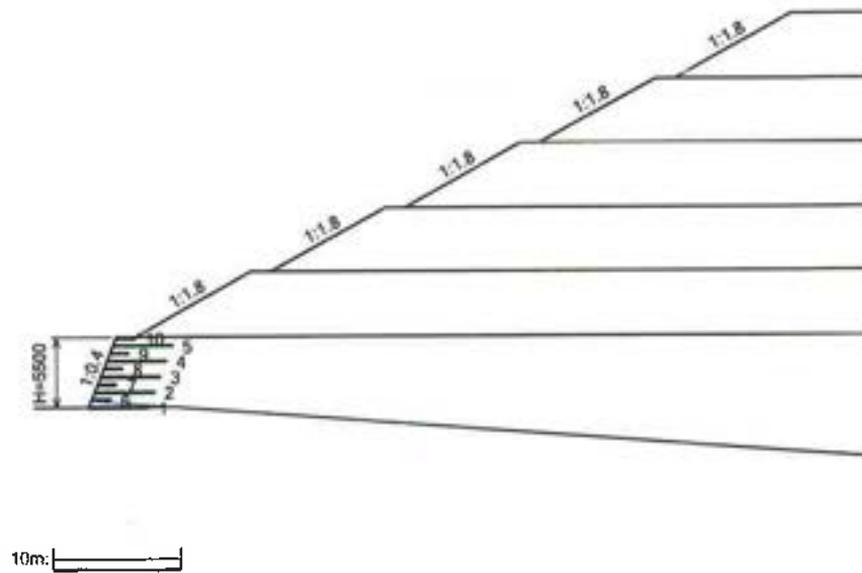
2. 計算結果の総括

2.1 補強材の使用材料および配置

2.1.1 使用材料の設計引張強さ (常時 : TA, 地震時 : TAE)

材料 No	名称	規格	Tmax (kN/m)	材料安全率				TA (kN/m)	TAE (kN/m)
				Fcr	FD	FC	FB		
1	ADEAM	HG-36	34.000	1.54	1.00	1.00	1.00	22.000	33.000
2	ADEAM	HG-50	47.000	1.54	1.00	1.00	1.00	30.000	45.000

2.1.2 ジオテキスタイルの配置



2.2 外的安定の検討

()内は設計値

項 目	記号	単位	常 時		地震時	
			計算結果	判 定	計算結果	判 定
滑動に対する安定	Fs	—	∞ (1.500)	○	4.575 (1.200)	○
転倒に対する安定	e	m	-1.480 (0.833)	○	-1.026 (1.667)	○
盛土直下の支持力に対する安定	q	kN/m ²	100.725 (2166.877)	○	100.725 (2294.175)	○

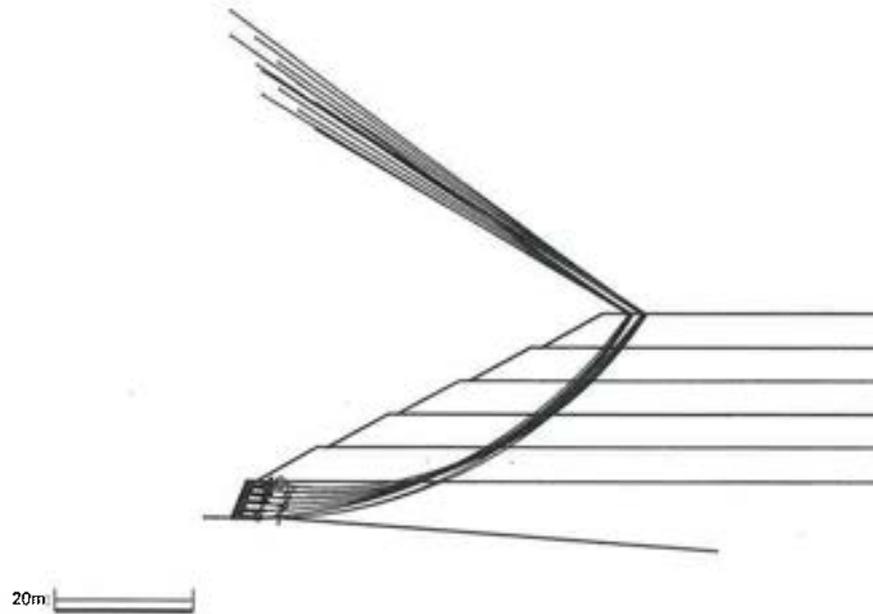
2.3 補強時全体の円弧すべり安定計算

2.3.1 各段の使用材料・敷設間隔・敷設長

位置 番号	材料 No	天端から 敷設深さ h (m)	敷設間隔 V (m)	引張力 T (kN/m)		必要敷設長 L (m)		使 用 敷設長 L (m)
				常 時	地震時	常 時	地震時	
5	1	0.700	0.700	2.433	9.068	3.059	4.649	4.700
4	1	1.900	1.200	9.045	19.580	3.062	4.285	4.700
3	1	3.100	1.200	13.918	23.615	2.816	3.669	4.700
2	2	4.300	1.200	18.792	27.650	2.223	2.683	4.700
1	2	5.500	1.200	23.666	31.685	1.000	1.000	4.700
合計		5.500						23.500

必要同長敷設長 = 4.700 (m)

2.3.2 円弧すべり形状



2.3.3 円弧すべり安定計算

ケース	円弧中心座標		半径 R (m)	F _{smin}	F _{sa}	判定
	X (m)	Y (m)				
常時 -1	0.000	71.800	71.800	1.586	1.200	○
常時 -2	3.900	67.500	66.388	1.632	1.200	○
常時 -3	7.200	63.900	61.816	1.673	1.200	○
常時 -4	10.100	60.700	57.753	1.711	1.200	○
常時 -5	12.600	58.000	54.261	1.742	1.200	○
常時 -6	13.900	57.200	52.697	1.752	1.200	○
常時 -11	4.700	63.100	63.100	1.597	1.200	○
地震時 -1	0.000	75.500	75.500	1.051	1.000	○
地震時 -2	3.700	71.500	70.374	1.076	1.000	○
地震時 -3	7.000	67.900	65.778	1.101	1.000	○
地震時 -4	9.900	64.800	61.782	1.123	1.000	○
地震時 -5	12.500	61.900	58.072	1.143	1.000	○
地震時 -6	13.900	60.800	56.233	1.150	1.000	○
地震時 -11	4.700	66.500	66.500	1.057	1.000	○

3. 内的安定の検討【常時の場合】

3.1 常時における必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の算定

3.1.1 計算条件

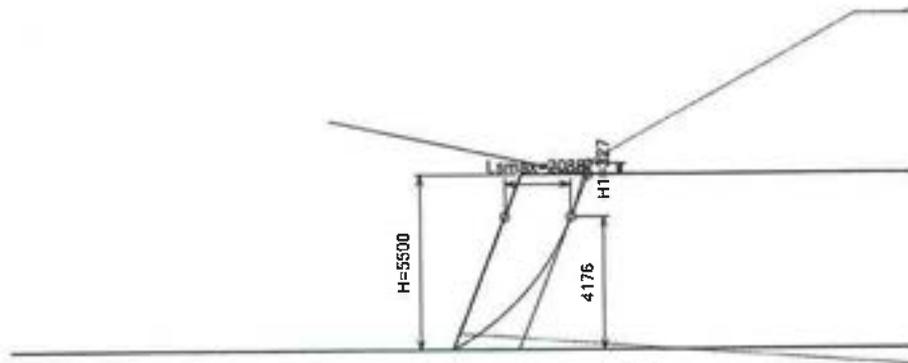
- ・最下層盛土ののり尻のポイントを通る円弧とする。

3.1.2 必要引張力の合計の計算式

$$\Sigma T_{\text{req}} = \frac{\Sigma W \sin \alpha - \Sigma W \cos \alpha \tan \phi}{\Sigma \left\{ \frac{2}{H^2} z b \tan \theta (\cos \theta + \sin \theta \tan \phi) \right\}}$$

- ここに、 ΣT_{req} : 常時のジオテキスタイルの必要引張力の合計 (kN/m)
W : 分割片の土塊重量 (kN/m)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
 α : 各分割片で切られたすべり線の中点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)
 θ : ジオテキスタイル位置でのすべり線の交点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)
H : 補強土壁の高さ (m)
z : 各分割片で切られたすべり線の中点の盛土天端からの深さ (m)
b : 分割片の幅 (m)

3.1.3 必要引張力の合計が最大となる円弧すべり形状



5m:

3.1.4 必要引張力の合計一覧表

ΣT_{req} (kN/m)		円 中 心 X 座 標						
		-5.30m	-4.80m	-4.30m	-3.80m	-3.30m	-2.80m	-2.30m
円 中 心 Y 座 標	8.70m	50.732	50.651	49.852	48.190	45.498	41.586	36.240
	8.20m	50.382	50.932	50.797	49.827	47.846	44.651	40.011
	7.70m	49.285	50.511	51.094	50.879	49.679	47.278	43.426
	7.20m	47.271	49.222	50.583	51.192	50.854	49.337	46.370
	6.70m	44.117	46.847	49.051	50.564	51.180	50.652	48.687
	6.20m	39.524	43.091	46.211	48.715	50.393	50.981	50.158
	5.70m	33.076	37.542	41.657	45.256	48.119	49.971	50.461

3.1.5 必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の抽出

項 目	記号	単 位	常 時
引張力の最大値	ΣT_{req}	kN/m	51.192
抵抗モーメント	MRC		0.000
	MRF	kN・m/m	410.362
	MR		410.362
起動モーメント	MD	kN・m/m	849.151
円中心X座標 Y座標	Xo	m	-3.800
	Yo		7.200
半径	R	m	8.141

3.2 ジオテキスタイルの引張強さの照査

3.2.1 ジオテキスタイルの設計引張強さ

$$T_A = \frac{T_{\max}}{F_{cr} F_D F_C F_B}$$

- ここに、 T_A : ジオテキスタイルの設計引張強さ (kN/m)
 T_{\max} : ジオテキスタイルの最大引張強さ (kN/m)
 F_{cr} : クリープを考慮した材料安全率
 F_D : 耐久性を考慮した材料安全率
 F_C : 施工中の損傷を考慮した材料安全率
 F_B : 接合部の強度低下を考慮した材料安全率

材料 No	名 称	規 格	T_{\max} (kN/m)	材 料 安 全 率				T_A (kN/m)
				F_{cr}	F_D	F_C	F_B	
1	ADEAM	HG-36	34.000	1.54	1.00	1.00	1.00	22.000
2	ADEAM	HG-50	47.000	1.54	1.00	1.00	1.00	30.000

3.2.2 ジオテキスタイルの必要引張力の合計に対する増加係数

$$K_G = \frac{2 \sum T_{req}}{\gamma H^2} = 0.2142$$

- ここに、 K_G : ジオテキスタイルの必要引張力の合計に対する増加係数
 $\sum T_{req}$: 常時のジオテキスタイルの必要引張力の合計の最大値 = 51.192 (kN/m)
 γ : 土の単位体積重量 = 15.8 (kN/m³)
 H : 補強土壁の高さ = 5.500 (m)

3.2.3 活荷重およびその他荷重の分布形状 : 活荷重およびその他荷重なし

3.2.4 ジオテキスタイルの引張強さの照査

$$T = v K_G (\gamma h + w_1 + w_2) \leq T_A$$

- ここに、 T : 深さ h におけるジオテキスタイルに発生する引張力 (kN/m)
 T_A : ジオテキスタイルの常時設計引張強さ (kN/m)
 h : ジオテキスタイルの盛土天端からの敷設深さ (m)
 v : 深さ h におけるジオテキスタイルの分担範囲 (m)
 K_G : 常時のジオテキスタイルの必要引張力の合計に対する
増加係数 = 0.2142
 γ : 土の単位体積重量 = 15.800 (kN/m³)
 L_{Smax} : のり肩部から着目点までの水平距離 = 2.088 (m)
 H_1 : 着目点における嵩上げ盛土高さ = 0.327 (m)
 w_1 : 嵩上げ盛土荷重 (kN/m²)
 $w_1 = \gamma H_1 = 5.165$ (kN/m²)
 w_2 : 深さ h における活荷重またはその他の載荷重による鉛直荷重 (kN/m²)
 V : ジオテキスタイルの敷設間隔 (m)

位置 番号	h (m)	V (m)	v (m)	w_2 (kN/m ²)	T (kN/m)	T_A (kN/m)	材料 No	判定
5	0.700	0.700	0.700	0.000	2.433	22.000	1	○
4	1.900	1.200	1.200	0.000	9.045	22.000	1	○
3	3.100	1.200	1.200	0.000	13.918	22.000	1	○
2	4.300	1.200	1.200	0.000	18.792	30.000	2	○
1	5.500	1.200	1.200	0.000	23.666	30.000	2	○

3.3 ジオテキスタイルの敷設長の計算

【ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験などで求められない場合】

$$L = L_s + L_e = L_s + \frac{F_s T}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan \phi)}$$

【ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験などで求められている場合】

$$L = L_s + L_e = L_s + \frac{F_s T}{2(c^* + \sigma_v \tan \phi^*)}$$

- ここに、 L : 各段の必要敷設長 (m)
 L_s : 各段ののり面から ΣT_{req} が最大となるすべり線までの水平距離 (m)
 L_e : 各段のジオテキスタイルの必要定着長 ≥ 1.0 (m)
 σ_v : 各段のジオテキスタイルの定着部に作用する鉛直力 (kN/m²)
 $\sigma_v = \gamma h + w_1$
 w_1 : 嵩上げ盛土荷重 = 5.165 (kN/m²)
 α_1 : 土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数
 α_2 : "
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
 c^* : 土とジオテキスタイルの見かけの粘着力 (kN/m²)
 ϕ^* : 土とジオテキスタイルの見かけのせん断抵抗角 (°)
 F_s : 引抜きに対する安全率 = 2.00
 T : 深さ h におけるジオテキスタイルに発生する引張力 (kN/m)

位置 番号	h (m)	σ_v (kN/m ²)	T (kN/m)	L_s (m)	L_e (m)	L (m)	敷設長 L (m)
5	0.700	16.225	2.433	2.059	1.000	3.059	4.700
4	1.900	35.185	9.045	2.062	1.000	3.062	4.700
3	3.100	54.145	13.918	1.816	1.000	2.816	4.700
2	4.300	73.105	18.792	1.223	1.000	2.223	4.700
1	5.500	92.065	23.666	0.000	1.000	1.000	4.700

初期敷設長 = 3.100 (m)

注：敷設長は外的安定の検討および全体安定の検討を考慮した長さを表示

4. 内的安定の検討【地震時の場合】

4.1 地震時における必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の算定

4.1.1 計算条件

- ・最下層盛土ののり尻のポイントを通る円弧とする。

4.1.2 必要引張力の合計が最大となる補強土壁の円弧すべりの計算式

$$\Sigma T_{reqE} = \Sigma T_{req} + \Delta t H$$

$$\Delta t = \frac{MDE - MRE}{R \Sigma A} - \frac{\Sigma K_G \gamma z A}{\Sigma A}$$

$$A = b \cdot \tan \theta (\cos \theta + \sin \theta \tan \phi)$$

$$K_G = \frac{2 \Sigma T_{req}}{\gamma H^2}$$

ここに、 ΣT_{reqE} : 地震時のジオテキスタイルの必要引張力の合計 (kN/m)

ΣT_{req} : 地震時の円弧すべり形状における常時のジオテキスタイルの必要引張力の合計 (kN/m)

K_G : ΣT_{req} に対する増加係数

Δt : 地震力に起因する単位深さ当りのジオテキスタイルの必要引張力 (kN/m²)

H : 補強土壁の高さ (m)

MDE : 地震時におけるすべり土塊の滑動モーメント (kN・m/m)

$$MDE = \Sigma (RW \sin \alpha + k_h W y_G)$$

MRE : 地震時における土の抵抗モーメント (kN・m/m)

$$MRE = R \Sigma \{ (W \cos \alpha - k_h W \sin \alpha) \tan \phi \}$$

W : 分割片の土塊重量 (kN/m)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

α : 各分割片で切られたすべり線の中点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)

θ : ジオテキスタイル位置でのすべり線の交点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)

z : 各分割片で切られたすべり線の中点の盛土天端からの深さ (m)

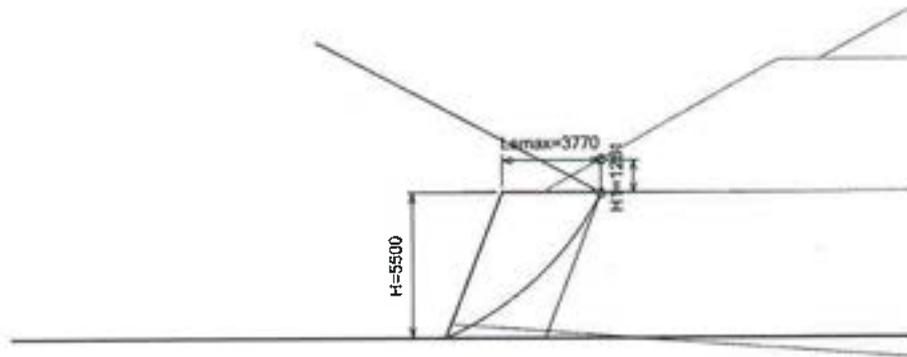
b : 分割片の幅 (m)

R : すべり円弧の半径 (m)

k_h : 設計水平震度 = 0.20

y_G : 円弧中心から分割片重心までの距離 (m)

4.1.3 必要引張力の合計が最大となる円弧すべり形状



5m: 

4.1.4 必要引張力の合計一覧表

	ΣT_{reqE} (kN/m)	円 中 心 X 座 標						
		-6.30m	-5.80m	-5.30m	-4.80m	-4.30m	-3.80m	-3.30m
円 中 心 Y 座 標	12.70m	83.032	83.232	83.001	82.267	80.945	78.963	76.222
	12.20m	82.699	83.203	83.274	82.863	81.865	80.207	77.787
	11.70m	82.106	82.931	83.334	83.251	82.604	81.289	79.213
	11.20m	81.209	82.379	83.136	83.406	83.128	82.184	80.480
	10.70m	79.985	81.493	82.635	83.298	83.395	82.864	81.555
	10.20m	78.390	80.270	81.776	82.862	83.394	83.276	82.408
	9.70m	76.341	78.622	80.551	82.044	83.039	83.393	82.991

4.1.5 必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の抽出

項 目	記号	単 位	地震時
引張力の最大値	ΣT_{reqE}	kN/m	83.406
常時の引張力の合計	ΣT_{req}	kN/m	42.383
地震力に起因する引張力	Δt	—	7.459
設計水平震度	k_h	—	0.200
抵抗モーメント	MRC	kN·m/m	0.000
	MRF		952.067
	MRE		952.067
起動モーメント	MDE	kN·m/m	2059.830
円中心X座標 Y座標	X_o	m	-4.800
	Y_o		11.200
半径	R	m	12.185
増加係数	K _G	—	0.177

4.2 ジオテキスタイルの引張強さの照査

4.2.1 ジオテキスタイルの設計引張強さ

$$T_{AE} = \lambda T_A$$

$$T_A = \frac{T_{max}}{F_{cr} F_D F_C F_B}$$

ここに、 T_{AE} : ジオテキスタイルの地震時設計引張強さ (kN/m)

T_A : ジオテキスタイルの常時設計引張強さ (kN/m)

λ : ジオテキスタイルの耐震設計用引張強さの常時設計用引張強さに対する割増し係数 = 1.50

T_{max} : ジオテキスタイルの最大引張強さ (kN/m)

F_{cr} : クリープを考慮した材料安全率

F_D : 耐久性を考慮した材料安全率

F_C : 施工中の損傷を考慮した材料安全率

F_B : 接合部の強度低下を考慮した材料安全率

材料 No	名 称	規 格	T_{max} (kN/m)	材 料 安 全 率				T_A (kN/m)	T_{AE} (kN/m)
				F_{cr}	F_D	F_C	F_B		
1	ADEAM	HG-36	34.000	1.54	1.00	1.00	1.00	22.000	33.000
2	ADEAM	HG-50	47.000	1.54	1.00	1.00	1.00	30.000	45.000

4.2.2 その他荷重の分布形状 : その他荷重なし

4.2.3 ジオテキスタイルの引張強さの照査

$$T E = v \{ K G (\gamma h + w 1' + w 2) + \Delta t \} \leq T A E$$

- ここに、
 $T E$: 深さ h におけるジオテキスタイルに発生する引張力 (kN/m)
 $T A E$: ジオテキスタイルの地震時設計引張強さ (kN/m)
 h : ジオテキスタイルの盛土天端からの敷設深さ (m)
 v : 深さ h におけるジオテキスタイルの分担範囲 (m)
 $K G$: 地震時の円弧すべり形状における常時のジオテキスタイルの必要引張力の合計に対する増加係数 = 0.1774
 γ : 土の単位体積重量 = 15.800 (kN/m³)
 $L S E_{\max}$: のり肩部から着目点までの水平距離 = 3.770 (m)
 $H 1'$: 着目点における嵩上げ盛土高さ = 1.261 (m)
 $w 1'$: 嵩上げ盛土荷重 (kN/m²)
 $w 1' = \gamma H 1' = 19.924$ (kN/m²)
 $w 2$: 深さ h における活荷重またはその他の載荷重による鉛直荷重 (kN/m²)
 Δt : 地震力に起因する単位層厚当りの必要補強材張力 = 7.459 (kN/m²)
 V : ジオテキスタイルの敷設間隔 (m)

位置 番号	h (m)	V (m)	v (m)	$w 2$ (kN/m ²)	$T E$ (kN/m)	$T A E$ (kN/m)	材料 No	判 定
5	0.700	0.700	0.700	0.000	9.068	33.000	1	○
4	1.900	1.200	1.200	0.000	19.580	33.000	1	○
3	3.100	1.200	1.200	0.000	23.615	33.000	1	○
2	4.300	1.200	1.200	0.000	27.650	45.000	2	○
1	5.500	1.200	1.200	0.000	31.685	45.000	2	○

4.3 ジオテキスタイルの敷設長の計算

【ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験などで求められない場合】

$$L = L_s + L_e = L_s + \frac{F_s T}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan \phi)}$$

【ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験などで求められている場合】

$$L = L_s + L_e = L_s + \frac{F_s T}{2(c^* + \sigma_v \tan \phi^*)}$$

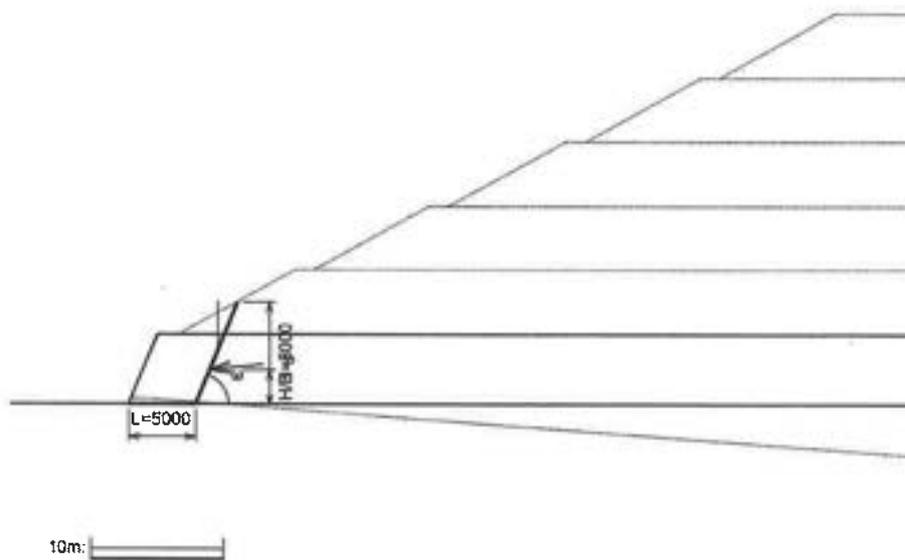
- ここに、 L : 各段の必要敷設長 (m)
 L_s : 各段ののり面から ΣT_{req} が最大となるすべり線までの水平距離 (m)
 L_e : 各段のジオテキスタイルの必要定着長 ≥ 1.0 (m)
 σ_v : 各段のジオテキスタイルの定着部に作用する鉛直力 (kN/m²)
 $\sigma_v = \gamma h + w_1'$
 w_1' : 嵩上げ盛土荷重 = 19.924 (kN/m²)
 α_1 : 土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数
 α_2 : "
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
 c^* : 土とジオテキスタイルの見かけの粘着力 (kN/m²)
 ϕ^* : 土とジオテキスタイルの見かけのせん断抵抗角 (°)
 F_s : 引抜きに対する安全率 = 1.20
 T : 深さ h におけるジオテキスタイルに発生する引張力 (kN/m)

位置 番号	h (m)	σ_v (kN/m ²)	TE (kN/m)	L_s (m)	L_e (m)	L (m)	敷設長 L (m)
5	0.700	30.984	9.068	3.649	1.000	4.649	4.700
4	1.900	49.944	19.580	3.285	1.000	4.285	4.700
3	3.100	68.904	23.615	2.669	1.000	3.669	4.700
2	4.300	87.864	27.650	1.683	1.000	2.683	4.700
1	5.500	106.824	31.685	0.000	1.000	1.000	4.700

初期敷設長 = 4.700 (m)

5. 外的安定の検討【常時の場合】

5.1 仮想的な擁壁に作用する荷重



5.1.1 試行くさび法による背面土圧

$$P_A = \frac{W_2 \cdot \sin(\omega - \phi_s) - c_s \cdot L_s \cdot \cos \phi_s}{\cos(\omega - \phi_s + \alpha_0 - \delta)} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

- ここに、 P_A : 背面土圧合力
 W_2 : 土くさびの自重(上載荷重含む) = $W + W_q = 5.687$ (kN/m)
 W : 土くさびの自重 = 5.687 (kN/m)
 W_q : 裏込め土上の載荷重 = 0.000 (kN/m)
 ω : すべり線と水平面のなす角度 = 66.199 (°)
 α_0 : 壁面と鉛直面のなす角 = 21.801 (°)
 γ_s : 裏込め土の単位体積重量 = 15.8 (kN/m³)
 ϕ_s : 裏込め土のせん断抵抗角 = 28.6 (°)
 c_s : 裏込め土の粘着力 = 19.20 (kN/m²)
 δ : 仮想背面の壁面摩擦角 = 28.6 (°)
 L_s : すべり線の長さ = 4.357 (m)
 h_0 : すべり基準高さ = 0.000 (m)
 z : 粘着高 = 4.093 (m)
 $z = (2c_s / \gamma_s) \cdot \tan(45^\circ + \phi_s / 2)$
 R : すべり面に作用する反力 = -77.254 (kN/m)
 P_{AH} : 土圧Pの水平方向成分 = $P_A \cdot \cos(\delta - \alpha_0) = 0.000$ (kN/m)
 P_{AV} : 土圧Pの鉛直方向成分 = $P_A \cdot \sin(\delta - \alpha_0) = 0.000$ (kN/m)
 Y_p : X方向土圧作用位置 = 6.067 (m)
 X_p : Y方向土圧作用位置 = 2.667 (m)

5.1.2 仮想的な擁壁の底面に作用する荷重計算

作用荷重	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 X (m)	モーメント Mx (kN・m/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 Y (m)	モーメント My (kN・m/m)
仮想擁壁の自重	503.625	3.980	2004.296	0.000	0.000	0.000
土圧	0.000	6.067	0.000	0.000	2.667	0.000
合計	503.625	—	2004.296	0.000	—	0.000
仮想擁壁上の活荷重	0.000	—	—	—	—	—

5.3 転倒に対する安定の検討

5.3.1 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma MR - \Sigma Mo}{\Sigma V} = 3.980 \text{ (m)}$$

- ここに、 d : 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離 (m)
 ΣMR : つま先まわりの抵抗モーメント = 2004.296 (kN・m/m)
 ΣMo : つま先まわりの転倒モーメント = 0.000 (kN・m/m)
 ΣV : 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 503.625 (kN/m)

5.3.2 仮想的な擁壁底面中央からの偏心距離

$$e = \frac{LB}{2} - d = -1.480$$

$$e \leq \frac{LB}{6} = 0.833 \cdots \text{ 満足している}$$

- ここに、 e : 仮想的な擁壁底面中央からの偏心距離 (m)
 d : 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離 = 3.980 (m)
 LB : 仮想的な擁壁の底面幅 = 5.000 (m)

5.4 支持力（盛土直下）に対する安定の検討

5.4.1 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度

$$q = \frac{\Sigma V}{LB} = 100.73 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ここに、 q : 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
 ΣV : 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 503.625 (kN/m)
 ただし、活荷重による影響も考慮する
 LB : 仮想的な擁壁の底面幅 = 5.000 (m)

5.4.2 基礎地盤の極限支持力度

$$q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + (1/2) \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r = 6500.63 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ここに、 q_u : 基礎地盤の極限支持力度 (kN/m²)
 c : 基礎地盤の土の粘着力 = 215.0 (kN/m²)
 q : 上載荷重 = $\gamma_2 \cdot D_f = 0.00$ (kN/m²)
 γ_1 : 支持地盤の土の単位体積重量 = 20.5 (kN/m³)
 γ_2 : 根入れ地盤の土の単位体積重量 = 20.5 (kN/m³)
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ = 0.000 (m)
 α, β : 基礎の形状係数 = 1.0
 B_e : 基礎の有効載荷幅 = $LB = 5.000$ (m)
 κ : 根入れ効果に対する割増し係数
 $\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1.000$
 D_f' : 支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ = 0.000 (m)
 ϕ : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 36.3 (°)
 $\tan \theta$: 荷重の傾斜 = 0.000
 N_c : 支持力係数 = 52.040
 N_q : 支持力係数 = 39.230
 N_r : 支持力係数 = 43.620
 S_c : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(c^*)^\lambda = 0.464$
 S_q : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(q^*)^\nu = 1.000$
 S_r : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(B^*)^\mu = 0.585$
 λ, ν, μ : 係数 = -1/3
 c^* : $c^* = c / c_0 = 21.500$ ここに、 $1 \leq c^* \leq 10$ $\therefore c^* = 21.500$
 c_0 : 10 (kN/m²)
 q^* : $q^* = q / q_0 = 0.000$ ここに、 $1 \leq q^* \leq 10$ $\therefore q^* = 1.000$
 q_0 : 10 (kN/m²)

$$\begin{aligned}
 B^* & : B^* = B_e / B_o = 5.000 \quad \text{ここに, } 1 \leq B^* \quad \therefore B^* = 5.000 \\
 B_o & : 1.0 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

5.4.3 基礎地盤の支持力検討

$$q \leq q_a = \frac{q_u}{F_s} = 2166.88 \cdots \text{満足している}$$

- ここに、
- q : 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度 = 100.73 (kN/m²)
 - q_a : 基礎地盤の許容支持力度 (kN/m²)
 - q_u : 基礎地盤の極限支持力度 = 6500.63 (kN/m²)
 - F_s : 地盤の支持に対する安全率 = 3.00

6. 外的安定の検討【地震時の場合】

6.1 仮想的な擁壁に作用する荷重

