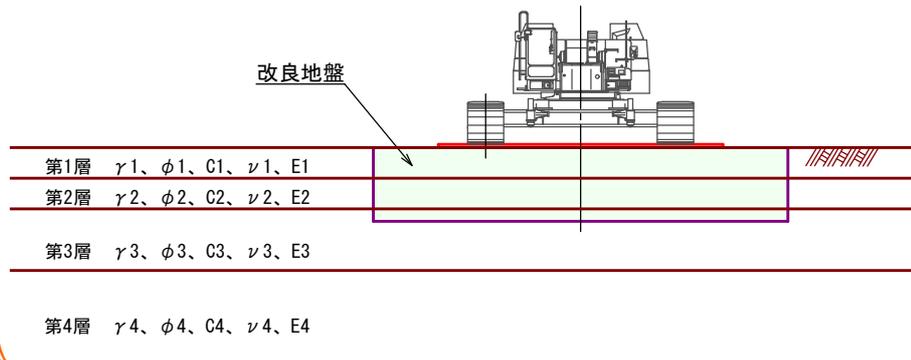


重機転倒防止 Ver.1.0 浅層混合改良の計算 (道路橋示方書編)



本ソフトはシェアウェアソフト(有料)です。
本ソフトは試用版として利用できますが「施工機械の条件」の値に入力制限があります。制限を解除する方法は、下の「制限解除方法」のボタンを押してご確認下さい。

制限解除方法

改訂履歴

Ver.1.0 (2009.11.17) :初期バージョン(地盤支持力は道路橋示方書に準拠)

建設機械足場の浅層混合改良計算

計算タイトル 計算例

建設機械の条件

項目	記号	単位	数値	備考
車両名称等	クローラクレーン ○○-××			
最大接地圧	P	kN/m ²	210.456	
衝撃係数	i	-	0.200	
クローラ短辺長	B	m	0.850	
クローラ長辺長	L	m	5.100	

敷鉄板の条件

項目	記号	単位	数値	備考
敷鉄板の厚さ	t	m	0.022	
敷鉄板の短辺長	PB	m	1.500	
敷鉄板の長辺長	PL	m	6.000	
敷鉄板の載荷有効幅	B'	m	1.600	
敷鉄板の載荷有効長	L'	m	4.900	
敷鉄板の変形係数	E	kN/m ²	2.000E+08	

地盤条件(1)

地層 (上層から)	層厚(注) T (m)	単位重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (度)	粘着力 C(kN/m ²)	ポアソン比 ν	備考
第1層	1.200	15.00	7.00	20.00	0.30	
第2層	1.400	6.00	7.00	20.00	0.30	水中
第3層	1.100	8.20	30.00	7.20	0.30	水中
第4層	2.400	9.40	36.50	19.00	0.30	水中

(注) 地下水がある場合は地下水位で層を分け、水位以下は水中重量を入力すること。

地盤条件(2)

変形係数の算定法		記号	備考
		●	変形係数を直接入力する。(①を入力)
		○	N値からの推定式 E=2800Nより求める。(②を入力)
地層 (上層から)	①変形係数 E (kN/m ²)	② N値	備考
第1層	5,600	2.0	
第2層	5,600	2.0	
第3層	28,000	10.0	
第4層	33,600	12.0	

安定条件

項目	記号	単位	数値	備考
許容即時沈下量	Sea	m	0.050	
パンチング破壊安全率	Fsp	-	1.50	

改良地盤の条件

項目	記号	単位	数値	備考
地盤改良厚	H	m	1.000	
地盤改良強度	qu	kN/m ²	100.00	
荷重分散角度	θ	度	45.000	

建設機械足場の浅層混合改良計算

1. 設計条件

(1) 施工機械の条件

1) 車両名称等	クローラクレーン ○○-××
2) 最大接地圧	P = 210.456 (kN/m ²)
3) 衝撃係数	i = 0.200
4) クローラ短辺長	B = 0.850 (m)
5) クローラ長辺長	L = 5.100 (m)

(2) 敷鉄板の条件

1) 敷鉄板の厚さ	t = 0.022 (m)
2) 敷鉄板の短辺長	PB = 1.500 (m)
3) 敷鉄板の長辺長	PL = 6.000 (m)
4) 敷鉄板の載荷有効幅	B' = 1.600 (m)
5) 敷鉄板の載荷有効長	L' = 4.900 (m)
6) 敷鉄板の変形係数	E = 2.000E+08 (kN/m ²)

(3) 改良地盤の条件

1) 地盤改良厚	H = 1.000 (m)
2) 地盤改良強度	qu = 100.000 (kN/m ²)
3) 荷重分散角度	θ = 0.022 (度)

(4) 地盤条件

地層	層厚 T(m)	単位重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ(度)	粘着力 C(kN/m ²)	ポアソン比 ν	備考
第1層	1.200	15.00	7.00	20.00	0.30	
第2層	1.400	6.00	7.00	20.00	0.30	水中
第3層	1.100	8.20	30.00	7.20	0.30	水中
第4層	2.400	9.40	36.50	19.00	0.30	水中

(5) 地盤の変形係数

地層	変形係数 E (kN/m ²)	備考
第1層	5,600	
第2層	5,600	
第3層	28,000	
第4層	33,600	

(6) 安定条件

1) 許容即時沈下量	Sea = 0.050 (m)
2) パンチング破壊安全率	Fsp = 1.50 (kN/m ²)

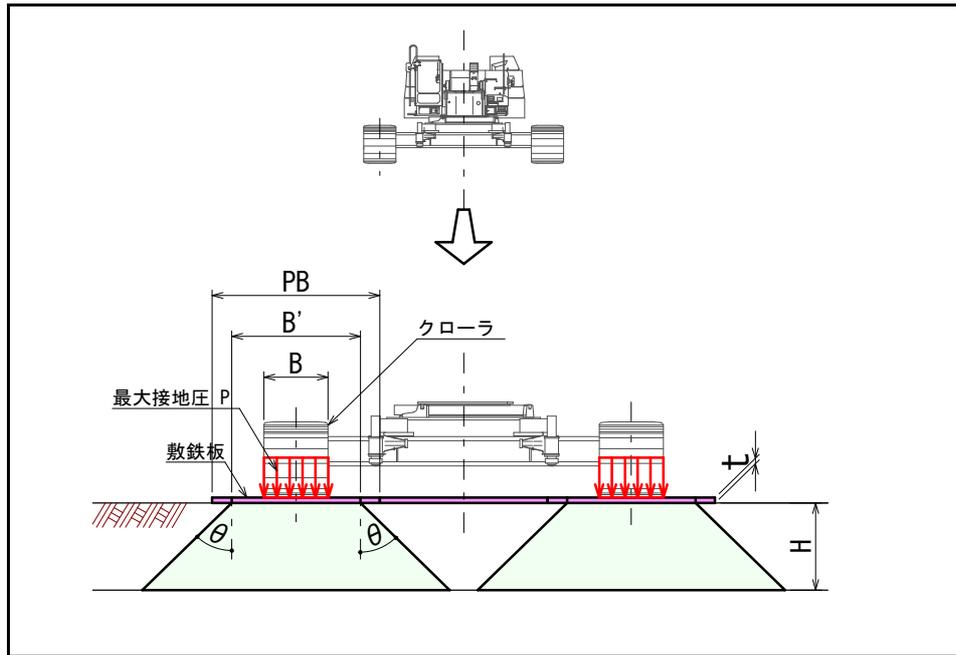


図-1 クローラ接地圧分布図 (正面図)

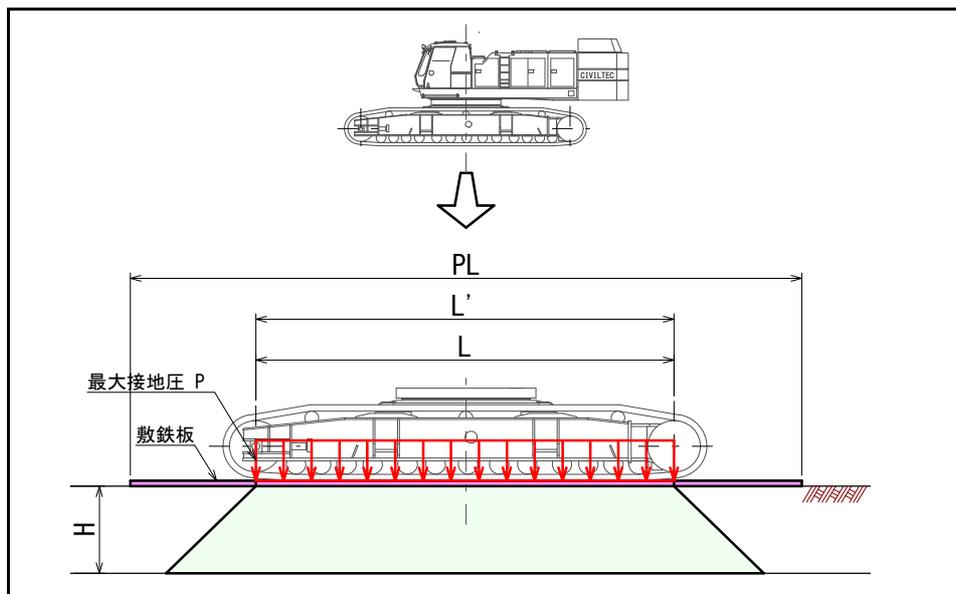


図-2 クローラ接地圧分布図 (正面図)

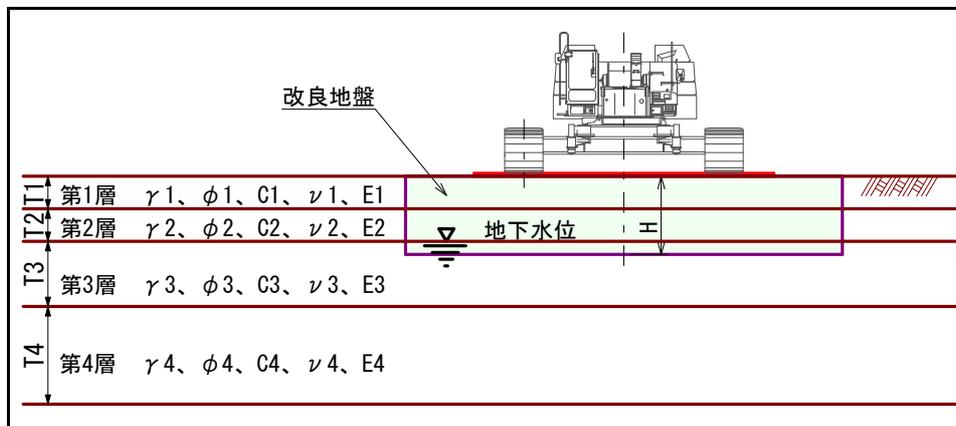


図-3 地層断面図(本図は模式図なので実際の構成とは異なる)

2. 敷鉄板を考慮した接地圧力の計算

衝撃を考慮したクローラの最大接地圧

$$\begin{aligned} P_{\max} &= (1 + i) \times P \\ &= (1 + 0.20) \times 210.46 \\ &= 252.547 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

クローラの最大接地圧は敷鉄板の有効面積に分布するものとして求める。

$$\begin{aligned} P_{\max}' &= \frac{P_{\max} \times B \times L}{B' \times L'} \\ &= \frac{252.547 \times 0.850 \times 5.100}{1.600 \times 4.900} \\ &= 139.642 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

P : クローラの最大接地圧	P = 210.456 (kN/m ²)
P _{max} : 衝撃を考慮した "	P _{max} = 252.547 (kN/m ²)
P _{max} ' : 敷鉄板下面の接地圧	P _{max} ' = 139.642 (kN/m ²)
B' : 敷鉄板の有効幅	B' = 1.600 (m)
L' : 敷鉄板の有効長	L' = 4.900 (m)

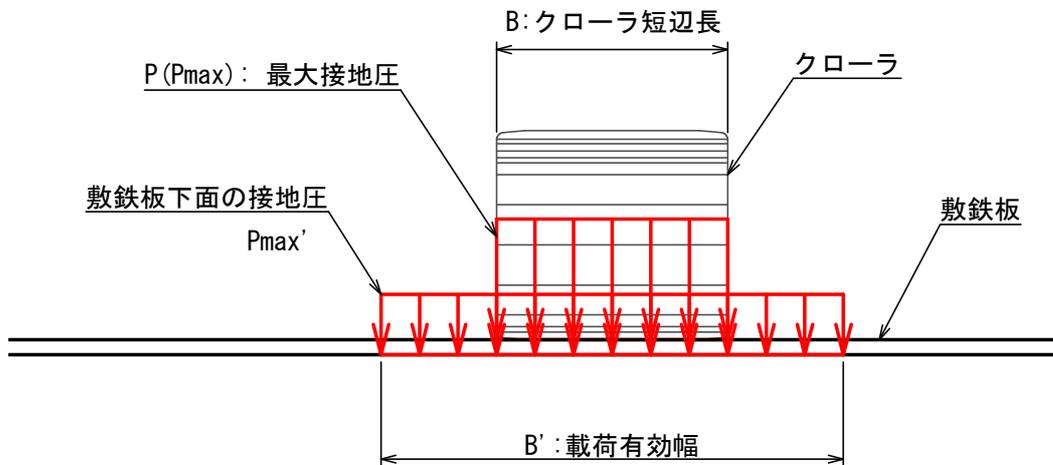


図-4 敷鉄板下面の接地圧

3. 原地盤支持力度の計算

(1) 許容支持力度算定式

原地盤の許容支持力度の算出式には、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」に示されている下式により求める。仮設地盤であるため、短期許容支持力を用いて検討する。

$$q_a = 1/F_s (\alpha \cdot \kappa \cdot C \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r) \text{---式(1)}$$

ここに、 q_a ：許容支持力度(短期)

F_s ：安全率、短期の場合なので $F_s = 2.00$ とする。

B_e ：敷鉄板の荷重分散効果を考慮した基礎有効幅 (m) = B'

$$B_e = B' = 1.600 \text{ (m)}$$

α 、 β ：基礎の形状係数

$$\alpha = 1 + 0.3 \times B_e/L = 1 + 0.3 \times 0.327 = 1.098$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times B_e/L = 1 - 0.4 \times 0.327 = 0.869$$

$$B_e/L = 1.600 / 4.900 = 0.327$$

($B_e/L > 1$ の場合、 $B_e/L = 1$ とする。)

L ：基礎の奥行き = $L' = 4.900$ (m)

C ：支持地盤の粘着力 = 20.000 (kN/m²)

q ：上載荷重(= $\gamma_f \cdot D_f$) (kN/m²)

$$q = \gamma_f \times D_f = 15.00 \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

γ_f ：根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³) = 15.00

D_f ：有効根入れ長 (m) = 0.000

γ_s ：支持地盤の単位体積重量 (kN/m³) = 15.00

S_c, S_q, S_r ：支持力係数の寸法効果に対する補正係数

$$S_c = (C^*)^\lambda = (C/10)^{-1/3} = 0.79$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (q/10)^{-1/3} = 1.00$$

$$S_r = (B^*)^\mu = (B_e/1.0)^{-1/3} = 0.85$$

N_c, N_q, N_r ：支持力係数(道路橋示方書、支持力係数グラフより)

$$N_c = 7.16$$

$$N_q = 1.88$$

$$N_r = 0.27$$

κ ：根入れ効果に対する割り増し係数

$$\kappa = 1 + 0.3 \times D_f^2/B_e = 1 + 0.3 \times 0.000/1.600 = 1.00$$

(2) 許容支持力度

$$q_a = 1/F_s (\alpha \cdot \kappa \cdot C \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r)$$

$$= 1/2.0 (1.098 \times 1.00 \times 20.00 \times 7.16 \times 0.79 + 1.00 \times 0.00 \times 1.88 \times 1.00 + 1/2 \times 15.00 \times 0.869 \times 1.600 \times 0.27 \times 0.85)$$

$$= 1/2.0 (124.215 + 0.000 + 2.393)$$

$$= 63.304 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 地盤改良の必要性の確認

原地盤の許容支持力と敷鉄板下面に作用する荷重を比較して、地盤支持力に対する安定性を確認する。

・ 原地盤の許容支持力 $q_a = 63.304$ (kN/m²)

・ 敷鉄板下面の接地圧 $P_{max}' = 139.642$ (kN/m²)

・ 判定 $q_a < P_{max}'$ となるので地盤改良が必要となる。

4. 地盤改良の検討方法

地盤改良の設計に当たっては、以下の項目の検討を行う。

- ① 改良地盤に作用する最大接地圧が改良地盤の許容支持力度を超えないように、改良地盤の設計強度を設定する。
- ② 改良地盤底面に作用する最大接地圧が、下部地盤の許容支持力度を超えないことを確認する。(改良地盤の厚さの妥当性を照査する)
- ③ 有害な即時沈下が生じないことを照査する。
- ④ 改良地盤にパンチング破壊が生じないことを照査する。

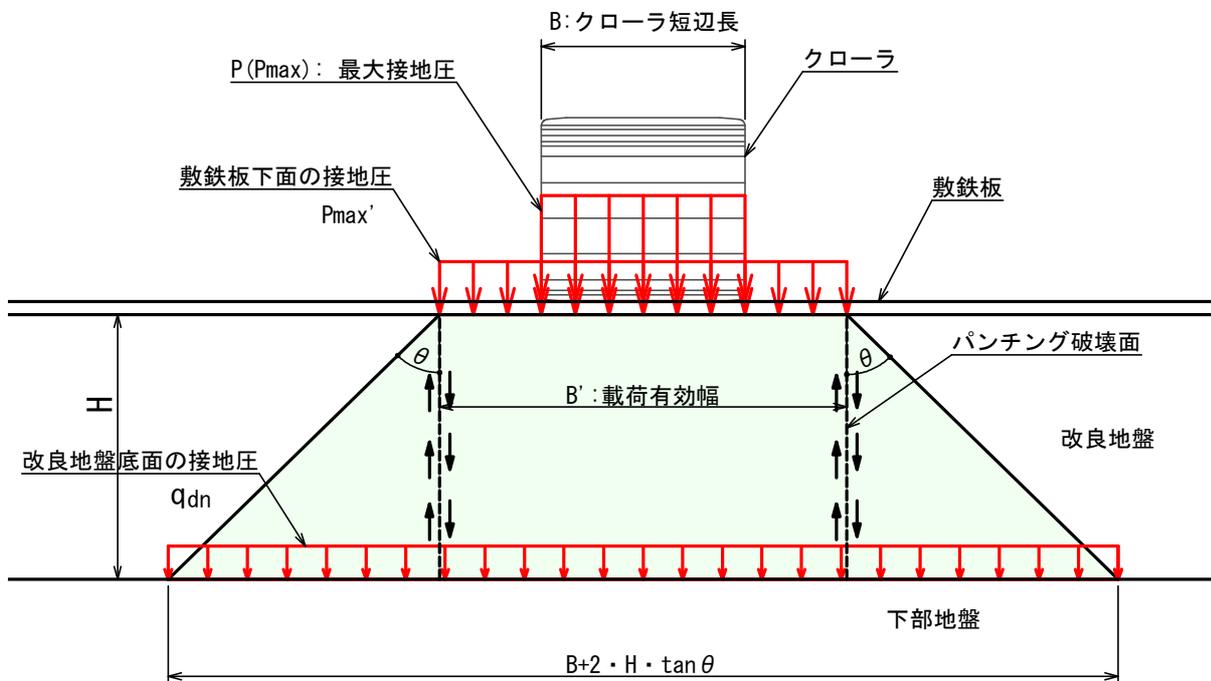


図-5 地盤改良検討図(接地圧分布図)

5. 改良地盤の設計強度の計算

改良地盤に作用する最大接地圧が改良地盤の許容支持力度を超えないように、改良地盤の設計強度を設定する。

改良地盤の上面における許容支持力度は、式(1)において $q=0$ と置いて下式となる。

$$q_a = 1/F_s (\alpha \cdot \kappa \cdot C \cdot N_c \cdot S_c + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r) \text{ ----- 式(2)}$$

$q_a \geq P_{max}'$ を満足する改良地盤の粘着力 C は、式(2)を変形した下式で求めることができる。

$$C \geq \frac{(F_s \cdot P_{max}' - 1/2 \cdot \gamma_s \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r)}{\alpha \cdot \kappa \cdot N_c \cdot S_c} \text{ ----- 式(3)}$$

また、 $C = q/2$ の関係より、上式は次の式で表すことができる

$$q_{req} \geq \frac{(2 \cdot F_s \cdot P_{max}' - \gamma_s \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r)}{\alpha \cdot \kappa \cdot N_c \cdot S_c} \text{ ----- 式(4)}$$

ここに、

q_{req} : 改良地盤の必要設計強度 (kN/m ²)	
P_{max}' : 敷鉄板下面の接地圧	$P_{max}' = 139.642$ (kN/m ²)
F_s : 短期安全率	$F_s = 2.000$
B_e : 基礎有効幅	$B_e = 1.600$ (m)
α, β : 基礎の形状係数	$\alpha = 1.098$
	$\beta = 0.869$
γ_s : 改良地盤の単位重量	$\gamma_s = 15.00$ (kN/m ³)
S_c, S_r : 支持力係数の寸法効果に対する補正係数	$S_c = 0.79$
	$S_r = 0.85$
N_c, N_r : 支持力係数 (道路橋示方書、支持力係数グラフより)	$N_c = 7.16$
	$N_r = 0.27$
κ : 根入れ効果に対する割り増し係数	$\kappa = 1.00$

式(4)に 諸数値を代入して

$$\begin{aligned} q_{req} &\geq \frac{(2 \times 2.00 \times 139.642 - 15.00 \times 0.869 \times 1.600 \times 0.27 \times 0.85)}{1.098 \times 1.00 \times 7.16 \times 0.79} \\ &= \frac{553.782}{6.211} \\ &= 89.165 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

- 必要改良強度 $q_{req} = 89.165$ (kN/m²)
- 設定改良強度 $q_u = 100.000$ (kN/m²)
- 判定 $q_u \geq q_{req}$ なので改良地盤の安定条件を満たす。

6. 下部地盤の支持力度計算

改良地盤底面に作用する最大接地圧が、下部地盤の許容支持力度を超えないことを確認する。(改良地盤の厚さの妥当性を照査する)

(1) 下部地盤に作用する接地圧の計算

改良地盤による応力分散効果により、接地圧面積が拡大し、拡大した面積における応力が下部地盤に作用すると考える。この場合、浅層改良を行った部分の重量を加算する。

下部地盤に作用する接地圧は、式(5) によって求める。

$$q_{dn} = \frac{P_{max}' \cdot B' \cdot L'}{(B' + 2 \cdot H \cdot \tan \theta) \cdot (L' + 2 \cdot H \cdot \tan \theta)} + \Sigma(\gamma_i \cdot H_i) \quad \text{----- 式(5)}$$

ここに、

q_{dn} : 下部地盤に作用する接地圧 (kN/m²)

H : 改良地盤の厚さ H = 1.000 (m)

P_{max}' : 敷鉄板下面の接地圧 $P_{max}' = 139.642$ (kN/m²)

B' : 敷鉄板の有効幅 B' = 1.600 (m)

L' : 敷鉄板の有効長 L' = 4.900 (m)

θ : 荷重分散角 $\theta = 45.00$ (度)

$\Sigma(\gamma_i \cdot H_i)$: 改良地盤を構成する各層の合計重量。(表-1)で計算する。

γ_i : i層の単位体積重量

H_i : i層の層厚

表-1. 改良地盤の重量計算表

地層	層厚	累加層厚	地盤改良厚	単位重量	層の重量
	T (m)	ΣT (m)	H_i (m)	γ_i (kN/m ³)	$\gamma_i \cdot H_i$
第1層	1.200	1.200	1.000	15.00	15.000
第2層	1.400	2.600	0.000	6.00	0.000
第3層	1.100	3.700	0.000	8.20	0.000
第4層	2.400	6.100	0.000	9.40	0.000
合計	6.100	-	1.000	-	15.000

※ 改良地盤底面の地層番号 : 1

式(5)に 諸数値を代入して

$$\begin{aligned}
 q_{dn} &= \frac{139.642 \times 1.600 \times 4.900}{\{1.600 + 2 \times 1.000 \times \tan(45.00)\} \times \{(4.900 + 2 \times 1.000 \times \tan(45.00))\}} + 15.000 \\
 &= \frac{1,094.793}{24.840} + 15.000 \\
 &= 59.074 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

(2) 下部地盤の許容支持力度計算

下部地盤の許容支持力度の算出式には、原地盤の許容支持力度と同様に式(1)を用いて求める。

$$q_a = 1/F_s (\alpha \cdot \kappa \cdot C \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r) \text{ --- 式(1)}$$

ここに、 q_a : 許容支持力度(短期)

$$F_s : \text{安全率(短期)} \quad F_s = 2.00$$

α, β : 基礎の形状係数

$$\alpha = 1 + 0.3 \times B_e/L_e = 1 + 0.3 \times 0.522 = 1.157$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times B_e/L_e = 1 - 0.4 \times 0.522 = 0.791$$

$$B_e/L_e = 3.600 / 6.900 = 0.522$$

($B_e/L_e > 1$ の場合、 $B_e/L_e = 1$ とする。)

B_e : 改良地盤の荷重分散効果を考慮した改良有効幅 (m)

$$B_e = (B' + 2 \cdot H \cdot \tan \theta) = 3.600 \text{ (m)}$$

L_e : 改良地盤の荷重分散効果を考慮した改良有効長 (m)

$$L_e = (L' + 2 \cdot H \cdot \tan \theta) = 6.900 \text{ (m)}$$

q : 上載荷重 = $\sum (\gamma_i \cdot H_i)$

$$\text{表-1より, } \sum (\gamma_i \cdot H_i) = 15.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

γ_s : 下部地盤の単位体積重量 $\gamma_s = 15.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

ϕ_s : 下部地盤の粘着力 $\phi_s = 7.00 \text{ (度)}$

C_s : 下部地盤の粘着力 $C_s = 20.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

S_c, S_q, S_r : 支持力係数の寸法効果に対する補正係数

$$S_c = (C^*)^\lambda = (C/10)^{-1/3} = 0.79$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (q/10)^{-1/3} = 0.87$$

$$S_r = (B^*)^\mu = (B_e/1.0)^{-1/3} = 0.65$$

N_c, N_q, N_r : 支持力係数(道路橋示方書、支持力係数グラフより)

$$N_c = 7.16$$

$$N_q = 1.88$$

$$N_r = 0.27$$

κ : 根入れ効果に対する割り増し係数

$$\kappa = 1 + 0.3 \times H/B_e = 1 + 0.3 \times 1.000/3.600 = 1.08$$

式(1)に 諸数値を代入して

$$\begin{aligned} q_a &= 1/F_s (\alpha \cdot \kappa \cdot C \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r) \\ &= 1/2.0 (1.157 \times 1.08 \times 20.00 \times 7.16 \times 0.79 + 1.08 \times 15.00 \times 1.88 \times 0.87 \\ &\quad + 1/2 \times 15.00 \times 0.791 \times 1.600 \times 0.27 \times 0.65) \\ &= 1/2.0 (141.36 + 26.497 + 1.666) \\ &= 84.762 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

(2) 改良地盤の厚さの判定

- ・下部地盤に作用する接地圧 $q_{dn} = 59.074 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- ・下部地盤の許容支持力度 $q_a = 84.762 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

- ・判定 $q_a \geq q_{dn}$ なので改良地盤の安定条件を満たす。

6. 沈下に対する検討

(1) 即時沈下の計算式

軟弱な地盤の沈下には、即時沈下と圧密沈下があるが、重機等による短期的な荷重に対しては即時沈下に対して検討すれば充分である。

即時沈下量 S_e は「建築基礎構造設計指針(建築学会) p.126」に示されている式(6)により求める。式(6)は、多層系地盤の即時沈下量を求める近似式である。

$$S_e = \left\{ \frac{I_s(H_1, \nu_1)}{E_1} + \sum_{k=2}^n \frac{I_s(H_k, \nu_k) - I_s(H_{k-1}, \nu_k)}{E_k} \right\} q \cdot B \quad \text{---式(6)}$$

ここに、

$I_s(H_k, \nu_k)$: 層厚 H_k 、ポアソン比 ν_k の地盤における沈下係数

H_k : 改良地盤厚(m)

E_k : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

ν_k : 地盤のポアソン比

$$I_s = (1 - \nu^2) F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2) F_2$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \left[1 \cdot \log_e \frac{(1 + \sqrt{l^2 + 1}) \sqrt{l^2 + d^2}}{1(1 + \sqrt{l^2 + d^2 + 1})} + \log_e \frac{(1 + \sqrt{l^2 + 1}) \sqrt{1 + d^2}}{1 + \sqrt{l^2 + d^2 + 1}} \right]$$

$$F_2 = \frac{d}{2\pi} \tan^{-1} \frac{1}{d\sqrt{l^2 + d^2 + 1}}$$

B : 敷鉄板の短辺長

B=PB= 1.500 (m)

L : 敷鉄板の長辺長

L=PL= 6.000 (m)

l : $l = L/B$

l = 4.000

d : $d = H/B$

q : 敷鉄板下面の接地圧 $q = P_{\max}' = 139.642 (\text{kN}/\text{m}^2)$

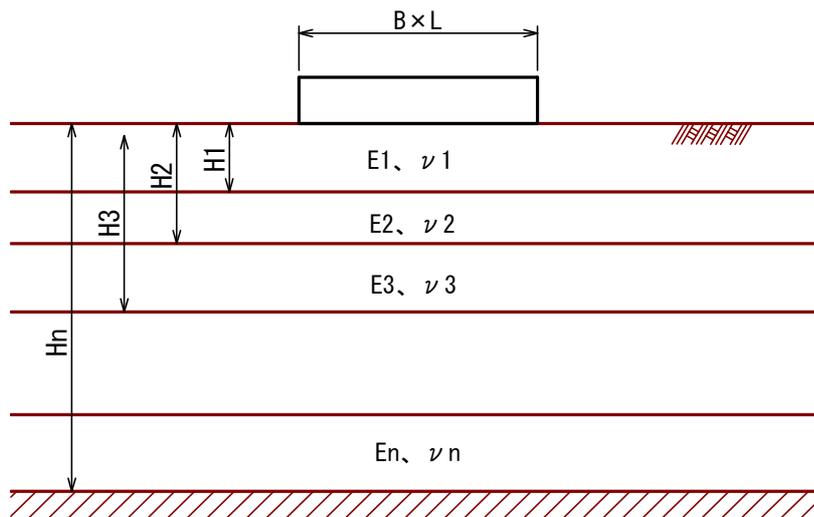


図-6 多層系地盤の即時沈下量

(2) 改良地盤の変形係数

改良土の一軸圧縮強度と変形係数には比例関係があるとされている。各種土質によって相違はあるが、 $E = 50q_u \sim 200q_u$ の範囲にあり、一般に $E = 100q_u$ を用いることが多い。（「深層混合処理工法設計・施工マニュアル」p.40）

当設計では、 $E = 100q_u$ の関係式により変形係数を設定する。

$$\begin{aligned} E &= 100 \times q_u \\ &= 100 \times 100.000 \\ &= 10,000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

(3) 即時沈下量の計算

- ・敷鉄板下面の接地圧 $P_{max}' = 139.642 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- ・敷鉄板の幅(短辺長) $PB = 1.500 \text{ (m)}$
- ・基礎長 $PL = 6.000 \text{ (m)}$

地盤の変形係数とポアソン比

沈下層 NO	層厚	深度	変形係数	ポアソン比	地層番号
	T (m)	H (m)	E(kN/m ²)	ν	
1	1.000	1.000	10,000	0.30	改良地盤
2	0.200	1.200	5,600	0.30	1
3	1.400	2.600	5,600	0.30	2
4	1.100	3.700	28,000	0.30	3
5	2.400	6.100	33,600	0.30	4

多層系地盤の即時沈下量計算表

層NO	沈下係数		沈下量	備考
	$I_s(H_i, \nu_i)$	$I_s(H_{i-1}, \nu_i)$	$S_e \text{ (m)}$	
1	0.1628	0.0000	0.00341	改良地盤
2	0.1928	0.1628	0.00112	
3	0.3643	0.1928	0.00642	
4	0.4599	0.3643	0.00072	
5	0.5983	0.4599	0.00086	
合計沈下量			0.01253	

(4) 即時沈下量の判定

- ・即時沈下量 $S_e = 0.0125 \text{ (m)}$
- ・許容即時沈下量 $S_{ea} = 0.0500 \text{ (m)}$

- ・判定 $S_e \leq S_{ea}$ なので沈下に対して安全である。

7.パンチング破壊に対する検討

敷鉄板下面の接地圧、下部地盤の許容支持力度および改良地盤側面の粘着力によるせん断抵抗力のつり合い条件である、式(7)によりパンチング破壊に対する安定性を検討する。

$$P_{max}' \leq \frac{2 \cdot (B' + L')}{B' \cdot L'} \cdot \frac{C \cdot H}{F_{sp}} + q_a \quad \text{---式(7)}$$

ここに、

P_{max}' : 敷鉄板下面の接地圧	$P_{max}' =$	139.642 (kN/m ²)
H : 改良地盤厚	H =	1.000 (m)
B' : 敷鉄板の有効幅	B' =	1.600 (m)
L' : 敷鉄板の有効長	L' =	4.900 (m)
C : 改良地盤の粘着力	C = $q_u/2 =$	50.00 (kN/m ²)
q_u : 改良地盤の設計強度	$q_u =$	100.000 (kN/m ²)
q_a : 下部地盤の許容支持力度	$q_a =$	84.762 (kN/m ²)
F_{sp} : パンチング破壊安全率	$F_{sp} =$	1.50

式(7)の両辺に 諸数値を代入して

$$\text{左辺} = P_{max}' = 139.642 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{右辺} &= S_r = 2 \times (1.500 + 6.000) \times 50.000 \times 1.000 \div (1.500 \times 6.000 \times 1.50) + 84.762 \\ &= 140.318 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

- ・ 判定 (左辺) \leq (右辺) なのでパンチング破壊に対して安全である。

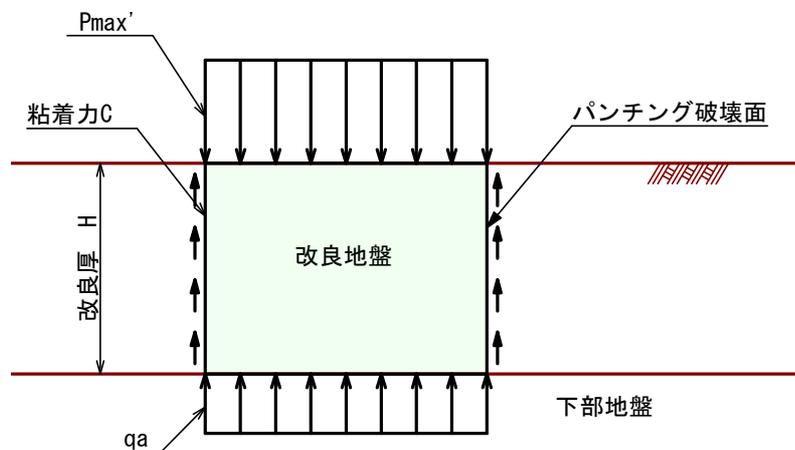


図-7 パンチング破壊検討図

8. 計算結果のまとめ

地盤改良の必要性の検討

項目	記号	単位	数値	備考
原地盤の許容支持力	q_a	kN/m^2	63.304	
敷鉄板下面の接地圧	P_{max}'	kN/m^2	139.642	
判定	$q_a < P_{\text{max}}'$ となるので地盤改良が必要となる。			

地盤改良強度の検討

項目	記号	単位	数値	備考
必要改良強度	q_{req}	kN/m^2	89.165	
設計改良強度	q_u	kN/m^2	100.000	
判定	○	$q_u \geq q_{\text{req}}$ なので改良地盤の安定条件を満たす。		

地盤改良厚さの検討

項目	記号	単位	数値	備考
下部地盤に作用する接地圧	q_{dn}	kN/m^2	59.074	
下部地盤の許容支持力度	q_a	kN/m^2	84.762	
判定	○	$q_a \geq q_{\text{dn}}$ なので改良地盤の安定条件を満たす。		

即時沈下の検討

項目	記号	単位	数値	備考
即時沈下量	S_e	m	0.013	
許容即時沈下量	$S_{e,a}$	m	0.050	
判定	○	$S_e \leq S_{e,a}$ なので沈下に対して安全である。		

パンチング破壊に対する検討

項目	記号	単位	数値	備考
押し抜きせん断力	P_{max}'	kN/m^2	139.642	
せん断抵抗力	S_r	kN/m^2	140.318	
判定	○	$P_{\text{max}}' \leq S_r$ なのでパンチング破壊に対して安全。		

「重機転倒防止浅層改良(道路橋示方書編)」について

1.本計算ソフトの計算手法

本計算ソフトは、クローラクレーンや杭打機等の建設重機の転倒防止を目的とした浅層混合改良地盤を検討するものです。

検討方法は、「セメント系固化材による地盤改良マニュアル 第3版」(P.67～75)に示された方法に拠ります。なお、地盤の許容支持力度の算定には、「道路橋示方書・下部構造編」を採用しています。

主な検討事項は下記の4項目です。

① 改良地盤の設計強度の検討

改良地盤に作用する最大接地圧が改良地盤の許容支持力度を超えないことを照査する。(入力した設計改良強度の妥当性を照査する。)

② 改良厚さの検討

改良地盤底面に作用する最大接地圧が、下部地盤の許容支持力度を超えないことを確認する。(改良地盤の厚さの妥当性を照査する)

③ 即時沈下量の確認

有害な即時沈下が生じないことを照査する。

④ パンチング破壊の検討

改良地盤にパンチング破壊が生じないことを照査する。

2.本計算ソフトの制限事項および入力に際しての注意点

(1) 地層数について

設定できる地層数は最大4層までとします。

(2) 地下水位の扱いについて

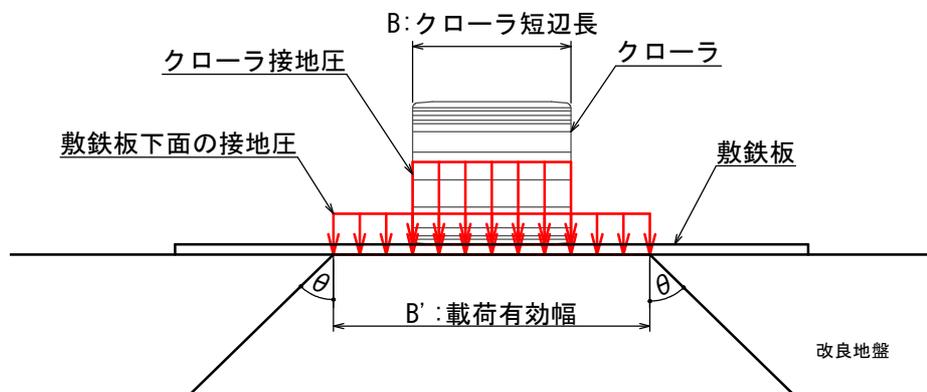
地下水位がある場合は、地下水位で地層を分けてください。水位以下の地層の単位体積重量には、水中重量を入力してください。一般に、土の水中重量には湿潤単位体積重量から 9.0kN/m^3 を差し引いた重量を用います。

(3) 敷鉄板の載荷有効幅(B')と載荷有効長(L')について

敷鉄板を用いることで、下の図に示すように有効幅分だけ荷重分布幅が広がり、接地圧が小さくなります。
有効幅の値の設定法について明確な基準はありませんが、以下が参考になるでしょう。

- 1) 「移動式クレーン、杭打機等の支持地盤養生マニュアル(P.92,P96)」には以下の記述がある
 - ・敷鉄板サイズが $1.2 \times 1.2\text{m}(t=25\text{mm})$ の場合、敷鉄板の全面積が有効となる。
 - ・敷鉄板サイズが $6.0 \times 1.5\text{m}(t=25\text{mm})$ の場合、敷鉄板の42～66%が有効となる。
- 2) 「移動式クレーン・基礎の転倒防止指針 (P.27)」((株)大成建設)には以下の記述がある
 - ・敷鉄板による荷重分散効果 $\eta=0.61$
- 3) 「セメント系固化剤による地盤改良マニュアル・第3版(P.72)」の計算例
 - ・敷鉄板の載荷有効幅は $B'=2B$ 、載荷有効長は $L'=L$ (B、L: クローラの幅と長さ)

以上より、敷鉄板の全面積に対して、50% 程度を有効面積としておけば問題はないと思われます。



(4) 荷重分散角について

浅層改良地盤における、荷重分散角については 以下を参考として下さい。

- 1) 「移動式クレーン、杭打機等の支持地盤養生マニュアル(P.100)」の計算例
 $\theta=45^\circ$
- 2) 「セメント系固化剤による地盤改良マニュアル・第3版(P.72)」の計算例
 $\theta=30^\circ$
- 3) 「改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針 (P.269)」
 $\theta=1:2=26.6^\circ$

(5) 許容支持力度の算定式について

地盤の許容支持力度は「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」に準拠して求めます。

作用荷重は等分布とするので、荷重が傾斜していない場合の値を適用します。

(6) 即時沈下量の算定式について

「セメント系固化剤による地盤改良マニュアル・第3版」の計算例では、即時沈下量の算定式に下記の式が用いられています。しかし、この式は一様な地盤が無限に続いた場合の沈下量算定式です。現実には軟弱層は有限長であり、地層は複数の場合がほとんどです。

そこで、当ソフトでは、有限厚さの多層系地盤における沈下量算定式を採用しました。(使用した計算式は計算書で確認ください)

一様半無限地盤の沈下量算定式

$$S_e = I_s \cdot (1-2) \cdot q \cdot B / E$$

3.本ソフト作成に当たって参考とした文献

- ・「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編(P269～277)」(社)日本道路協会
- ・「セメント系固化剤による地盤改良マニュアル・第3版(P.63～P.75)」セメント協会
- ・「建築基礎構造設計指針(P.123～P.126)」日本建築学会
- ・「改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針(P.268～P.272)」日本建築センター
- ・「移動式クレーン、杭打機等の支持地盤養生マニュアル」日本建設機械化協会

「重機転倒防止浅層改良-道示編」制限解除法について

【シェアウェア】

当ソフトはシェアウェアとなっており使用制限として「**施工機械の条件蘭の値**」が変更できないようになっております。(他の値は変更可能です)
制限を解除するにはユーザー登録が必要となります。

【ユーザー登録の方法】

手順－1. 銀行振込みを利用して送金手続きを取って下さい。

- ・振込金額(シェアウェア金額:消費税込み) ¥5,000
- ・振込先銀行名: ジャパンネット銀行 (銀行番号 0033)
- ・支店名: 本店営業部 (支店番号 001)
- ・口座番号: 6791950 (普通口座)
- ・口座名義: 有限会社 シビルテック

手順－2. 送金の後、以下の内容をメールで連絡ください

- (1) 申し込みソフト名 (重機転倒防止浅層改良-道示編)
- (2) ご利用者の氏名 (法人の場合法人名と担当者名)
- (3) ご利用者のメールアドレス
- (4) 振込日
- (5) その他 (必要に応じて住所、TEL等)

【制限解除の方法】

送金確認後、電子メールで入力制限解除版のソフトを送付致します。

【サポート】

- ・不具合報告、要望等はメールにて受け付けます。
- ・バージョンアップ等はホームページで行います。

【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等の電子文書化して納品下さい。

【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。

【連絡先】

- ・有限会社 シビルテック 横田洋文
- ・E-mail : soft@civiltec.co.jp
- ・FAX : 092-861-8820
- ・ホームページ : <http://www.civiltec.co.jp/>