

5.汎用的な地盤改良工事

5.1 重機転倒防止のための地盤改良

1. 工事概要

千葉県印西市の物流倉庫建屋の建築工事において、使用する 120t 吊り移動式クローラクレーンの足場となる地盤の支持力が不足する事例が発生した。

本節では、支持地盤養生の方法として、図 1 および表 1 に示すとおり、「敷鉄板による荷重分散」と「地盤改良による支持力増加」が併用された仮設工事を紹介する。

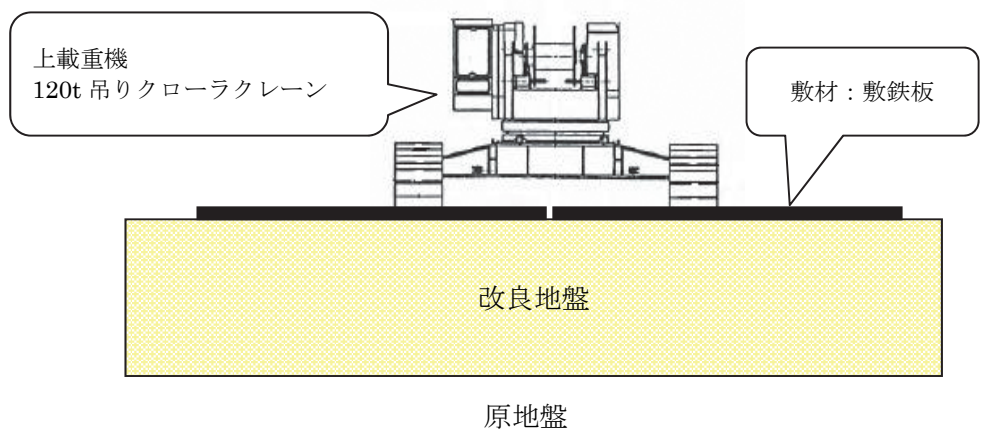


図 1 上載重機および支持地盤養生方法

表 1 重機足場の支持地盤養生方法の仕様

養生方法	仕 様	
敷鉄板	1.5m×6.0m×22mm（1 枚敷き）	
地盤改良	混合機械	スタビライザ
	改良面積	25,000m ²

2. 調査設計から工事完了までの流れ

本工事の調査設計から工事完了までの流れを図 2 に示す。

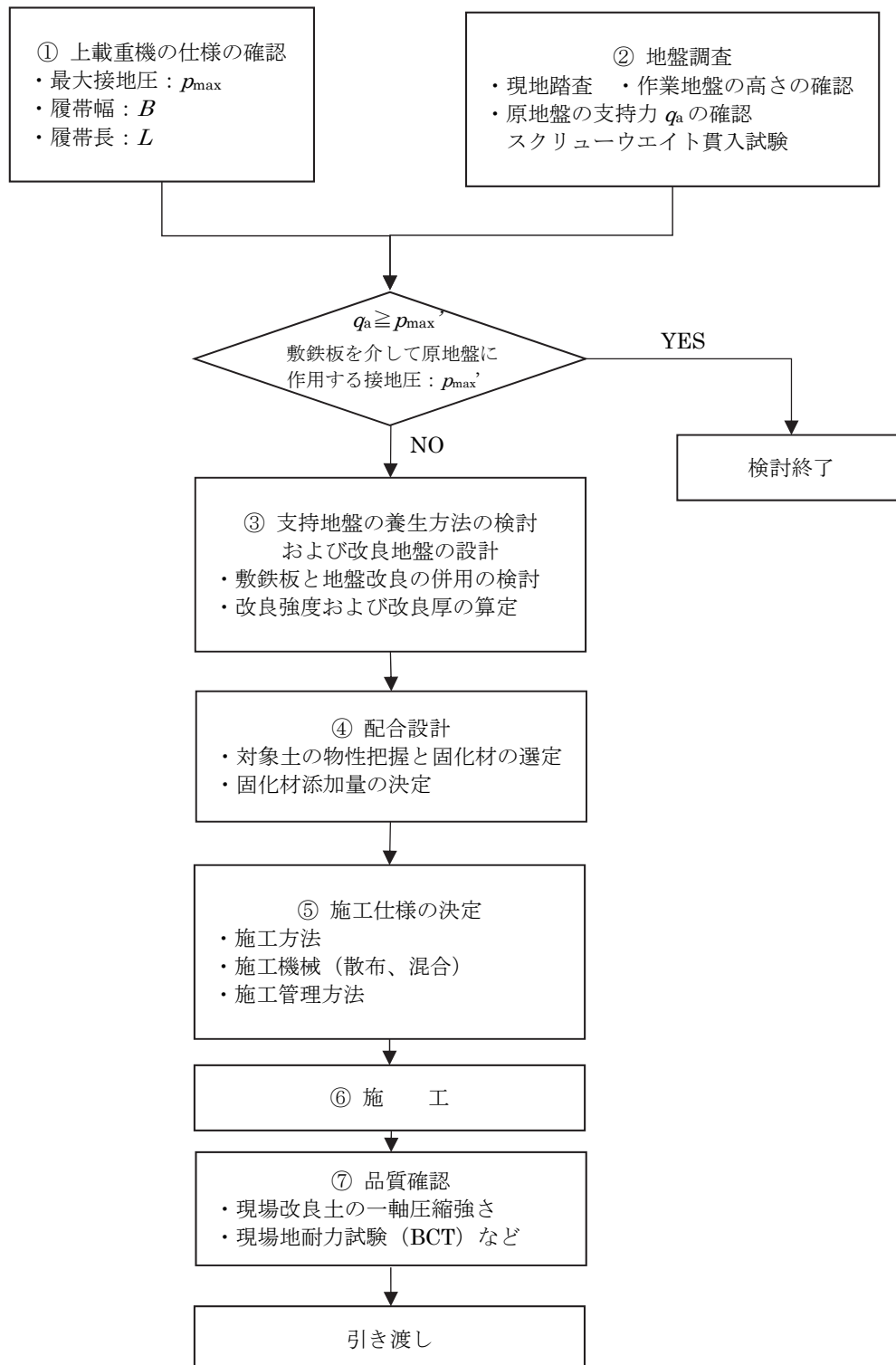


図 2 調査設計から工事完了までの流れ

3. 上載重機の仕様

建築工事で用いられるクローラクレーンの仕様は、表 2 のとおりであった。

表 2 クローラクレーンの仕様

項 目	仕 様
吊上能力	120t
最大接地圧 $p_{\max}$	209.9 kN/m ² (建設機械メーカーに確認)
履帯幅 B	0.965m
履帯長 L	6.840m

4. 原地盤の調査結果および地盤改良の必要性

クローラクレーンの作業地盤の表層部は、自然含水比 80%程度の火山灰質粘性土（ローム）層を切盛して築造したヤードであった。

作業地盤表層部の短期許容支持力 q_a は、スクリーウエイト貫入試験（以下、SWS 試験と記す）による調査から、式 1 および式 2 により求められた¹⁾。

$$q_a = 60 \times (W_{sw})^2 \quad (W_{sw} \leq 1.0 \text{ kN の時}) \quad (\text{式 1})$$

$$q_a = 60 + 1.6 \times N_{sw} \quad (W_{sw} > 1.0 \text{ kN の時}) \quad (\text{式 2})$$

ここで、 q_a : 短期許容支持力 (kN/m²)

W_{sw} : 載荷重 (kN)

N_{sw} : 1m 当たりの半回転数 (回)

なお、SWS 試験は地盤改良対象ヤードの 15 地点で実施され、このうち表層の軟弱な層が最も深い測点 No.5 を代表地点に選定された。測点 No.5 の SWS 試験結果を表 3 に示す。表層部 1.0m までの短期許容支持力は、 $q_a = 60 \sim 72.8 \text{ kN/m}^2$ であった。

次に、地盤改良の必要性を判断するため、敷鉄板を介して原地盤に作用する接地圧 $p_{\max}'$ が式 3 により算定された。

$$p_{\max}' = p_{\max} \times (1+i) \times \eta \quad (\text{式 3})$$

ここで、 i : 衝撃係数 0.2 を採用

η : 敷鉄板の荷重分散率で 0.5 を採用²⁾

算定の結果、 $q_a (=60 \sim 72.8 \text{ kN/m}^2) < p_{\max}' (=209.9 \times (1+0.2) \times 0.5 = 125.9 \text{ kN/m}^2)$ となり、地盤改良が必要であることが判明した。

表 3 SWS 試験結果 (測点 No.5)

荷重 $W_{sw}(kN)$	半回転数 N_a	貫入深さ $D (m)$	貫入量 $L (cm)$	1m 当たりの 半回転数 N_{sw}	短期許容支持力 $q_a (kN/m^2)$	換算 N 値
1.00	2	0.25	25	8	72.8	3.4
1.00	0	0.50	25	0	60.0	3.0
1.00	0	0.75	25	0	60.0	3.0
1.00	0	1.00	25	0	60.0	3.0
1.00	3	1.25	25	12	79.2	3.6
1.00	8	1.50	25	32	111.2	4.6
1.00	7	1.75	25	28	104.8	4.4
1.00	11	2.00	25	44	130.4	5.2

5. 改良地盤の設計

5.1 改良地盤に作用する接地圧の検討

敷鉄板を介して改良地盤に作用する接地圧 p_{max} が式 4 により算定された。

$$p_{max}'' = p_{max} \times (1 + i) \times \eta \quad (\text{式 4})$$

ここで、 i : 衝撃係数 0.2 を採用

η : 敷き鉄板の荷重分散率で 0.5 を採用²⁾

よって、 $p_{max}'' = 209.9 \times (1 + 0.2) \times 0.5 = 125.9 \text{ kN/m}^2$ となった。

5.2 改良地盤の設計基準強度の算出

設計基準強度 (改良強度) q_u は、国土交通省告示第 1113 号の短期許容支持力を定める式 5 より算出された。具体的には粘着力 c を求めたのち、 $c = q_u / 2$ の関係から改良強度が算出された結果、 $q_u \geq 64 \text{ kN/m}^2$ となった。ただし、セメント系固化材による地盤改良の施工実績を勘案し、本工事では設計上安全側となるように設計基準強度 $q_u = 100 \text{ kN/m}^2$ に設定された。

$$q_a' = 2/3 (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_Y \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot N_Y + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad (\text{式 5})$$

ここで、 q_a' : 短期許容支持力 (kN/m^2)

α, β : 形状係数 $\alpha = 1.16, \beta = 0.34$

i_c, i_Y, i_q : 荷重の傾斜に対する補正係数で、ここでは $i_c = i_Y = i_q = 1$ とした。

N_c, N_Y, N_q : 支持力係数で内部摩擦角 ϕ の関数で、ここでは $\phi = 0^\circ$ として、

$N_c = 5.1, N_Y = 0.0, N_q = 1.0$ とした。

γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量又は水中単位体積重量 (kN/m^3)

γ_2 : 基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量
又は水中単位体積重量 (kN/m^3)

D_f : 根入れ深さで、ここでは根入れが無いことから $D_f = 0.0 \text{ m}$ である。

5.3 改良厚さの算出

敷鉄板を介した上載荷重が図 3 に示すように深さ方向に分散するものとし、式 6 に示すボストンビルディング法により地中応力 p' が求められた。なお、荷重分散角 θ は 45° とされた。

$$p' = \frac{p_{\max}'' \times B'' \times L''}{(B'' + 2 \cdot Z \cdot \tan \theta) \times (L'' + 2 \cdot Z \cdot \tan \theta)} \quad (\text{式 6})$$

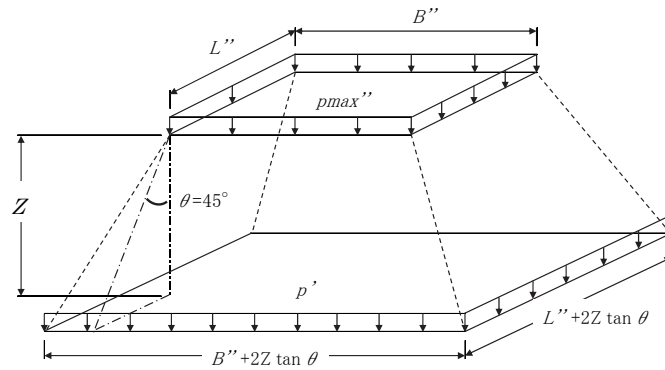


図 3 矩形等分布荷重下の応力

改良厚は、上載荷重により分散した地中応力 p' が SWS 試験結果より算出した原地盤の許容支持力 q_a を下回る深さとなる 0.4 に決定された。代表地点（測点 No.5）の例を図 4 に示す。

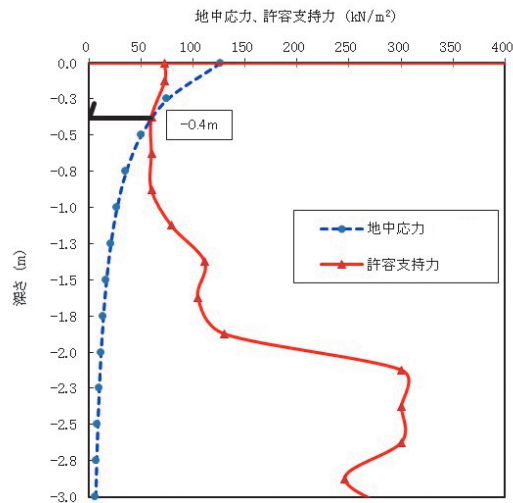


図 4 深さ方向の地中応力と許容支持力の関係

5.4 パンチング破壊の検討

改良地盤が上載荷重によりせん断破壊（パンチング破壊）するか否かについて、上記で求められた改良厚さ $Z=0.4\text{m}$ 、改良強度 $q_a=100\text{kN/m}^2$ から、式 7 により検討された。

$$P_{\max}'' \leq \frac{2(B''+L'')}{B'' \times L''} \cdot \frac{c \cdot Z}{F_s} + q_a \quad (\text{式 7})$$

ここで、

$p_{\max}''=105.0\text{kN/m}^2$ ($=209.9 \times 0.5$)、 $c=q_u/2=50\text{kN/m}^2$ 、 $Z=0.4\text{m}$ 、 $q_a=q_{az}=60\text{kN/m}^2$ 、 $B''=1.5\text{m}$ 、 $L''=1.93\text{m}$ 、 $F_s=1.5$ として計算を行った。

$P_{\max}''=105.0\text{kN/m}^2 > 91.6\text{kN/m}^2$ となり、パンチング破壊が発生する結果となった。パンチング破壊が発生しないための改良強度を逆算すると $q_u=143\text{kN/m}^2$ となった。よって、設計基準強度 q_u を 100kN/m^2 から 143kN/m^2 に変更された。

5.5 固化材添加量の検討

(現場/室内) 強度比を $0.5 \sim 0.8^{2)}$ の最大値である 0.8 に設定され、7 日養生の室内目標一軸圧縮強さは 179kN/m^2 ($=143 \div 0.8$) となった。

改良対象土が自然含水比 80% 程度の火山灰質粘性土であったため、使用する固化材を高有機質土用固化材として配合試験が行われた結果、現場における固化材添加量は 105kg/m^3 となった。

以上の結果より設定された地盤改良の仕様を表 4 に示す。

表 4 地盤改良条件

項目	条件
設計基準強度 q_u	143kN/m^2
改良厚 Z	0.4m
使用固化材	高有機質土用固化材
添加量	105kg/m^3

6. 施工および施工管理

6.1 施工機械

地盤改良に用いた主な施工機械を表 5 に示す。

表 5 主な施工機械

工種	使用機械	形式	台数	備考
固化材散布	散布車	8m ³ , 散布幅 2.5m	1	
混合攪拌	スタビライザ	最大混合深さ t=0.7m 混合幅 2m	1	混合回数 1 回
混合攪拌(補助)	バックホウ	山積み 0.4m ³	1	端部混合用
改良土敷均し	ブルドーザ	3t 級	1	
転圧	タイヤローラ	8～20 t	1	1 層転圧

6.2 施工手順

施工手順を図 5 に示す。

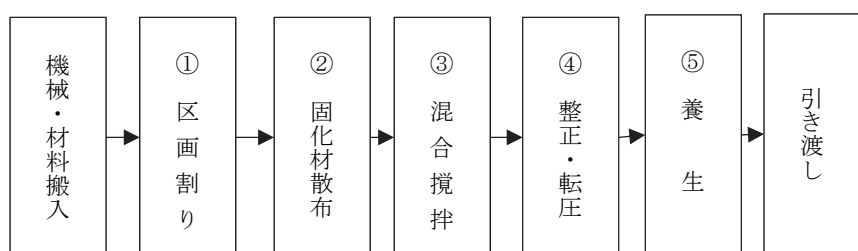


図 5 施工手順

① 区画割り

固化材散布に先立ち、散布車 1 台当たりの散布面積を計算し、区画割りを行う。

② 固化材散布

固化材の散布は、フレコン散布に比べ施工効率の優れている散布車を使用し、均一に敷き均す（写真 1(a)）。

③ 混合攪拌

スタビライザを用いて所定の深さで混合攪拌し（写真 1(b)）、スタビライザでの混合ができない端部の混合にはバックホウを用いて未改良箇所がないように施工する。

④ 整正・転圧

混合後は、ブルドーザおよびタイヤローラにて速やかに整正・転圧を行う。

⑤ 養生

施工後、所定の期間（当現場では 7 日間）養生を行う。



(a) 散布車による固化材散布



(b) スタビライザでの混合攪拌

写真 1 施工状況

6.3 施工管理

施工管理項目を表 6 に示す。

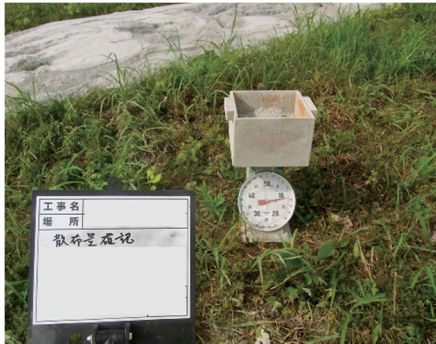
固化材散布量は、0.3m×0.3m の枡を設置し、その上を散布車が通過した後に枡に入った固化材量を測定して、所定量以上であることが確認された（写真 2(a)）。

改良厚は、フェノールフタレインを噴霧して呈色した深さを測定し、所定の厚さで改良されていることが確認された（写真 2(b)）。

現場改良土の一軸圧縮試験結果を表 7 に示す。いずれの地点も、材齢 7 日での一軸圧縮強さ q_{u7} は設計基準強度（143kN/m²）以上であることが確認された。

表 6 管理項目と頻度

項目		方法	頻度
出来形	改良厚	実測（フェノールフタレイン噴霧）	施工日毎
	改良幅	実測	施工日毎
	基準高	実測	施工日毎
固化材量	使用量	納入伝票による	施工日毎
	散布量	散布時枡設置・計量	1 回/散布量毎
品質	一軸圧縮強さ	土の一軸圧縮試験（JIS A 1216）	1 試料/施工日



(a) 散布量の確認



(b) 改良厚の確認

写真2 施工管理状況

表7 現場改良土供試体の一軸圧縮試験結果

試料 No.	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	一軸圧縮強さ q_{u7} (kN/m ²)
1	63.4	1.212	0.742	231
2	47.6	1.308	0.886	204
3	46.1	1.301	0.890	195
4	66.6	1.304	0.783	217
5	57.0	1.323	0.843	206

7. おわりに

SWS 試験による調査の結果、クローラクレーンの足場となる地盤の支持力不足が確認された。セメント系固化材による地盤改良と敷鉄板による支持地盤の養生が行われ、その後、無事にクレーン作業が完了した。

支持地盤の養生方法としてのセメント系固化材による地盤改良は、個々の現場に合わせた施工が可能であり、クレーンの転倒事故の防止策として有効である。

【参考資料】

- 1) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、p.332 (2013)
- 2) セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル第4版 (2012)