

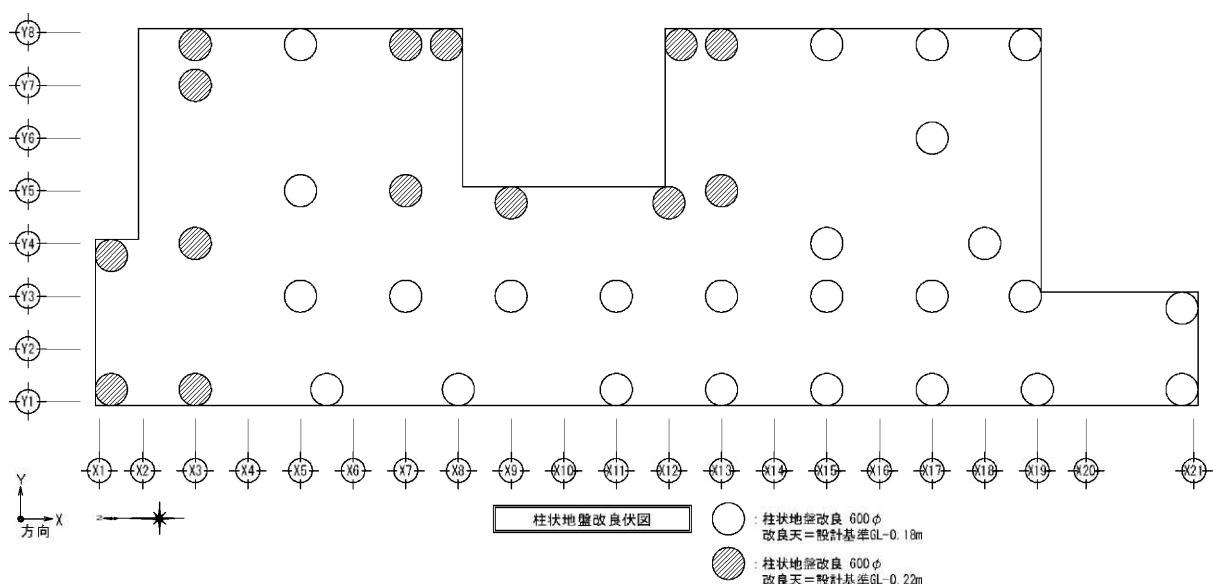
## § 7 基礎・地業の設計

### 7.1 基本事項

#### 1) 基礎・地業の形式

地業：深層混合処理工法による地盤改良地業

基礎：ベタ基礎（マットスラブ基礎）



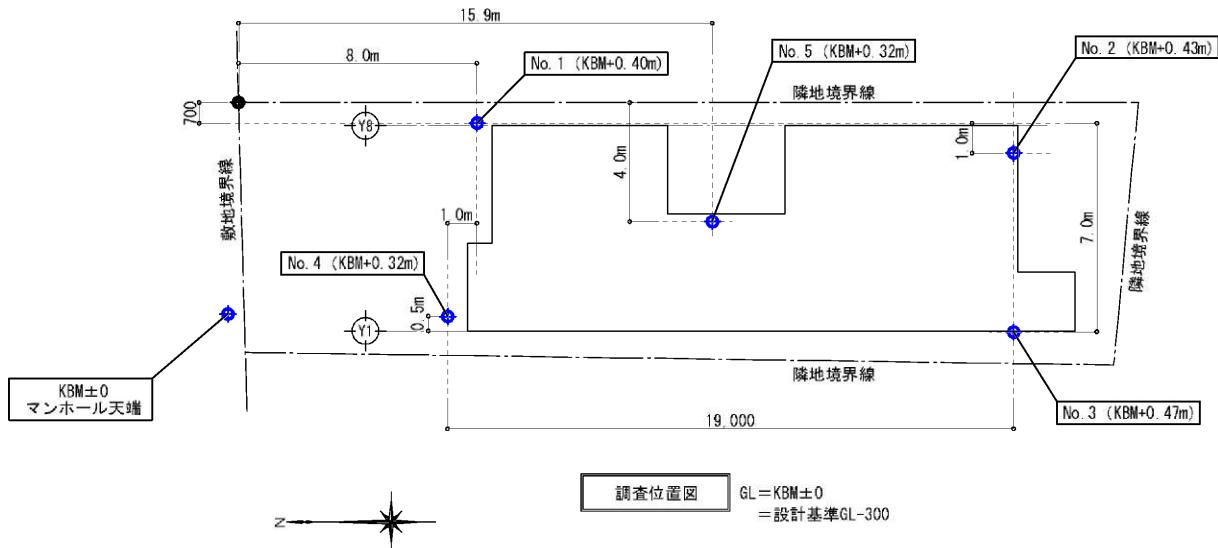
計 39 本

2) 本設計に際し、敷地内にて地盤調査が行われた。調査項目を以下に示す。

なお、地盤調査報告書は § 12 (添付省略) に示す。

調査項目	調査箇所数	調査深さ
スウェーデン式サウンディング試験	5ヶ所	地表面-3.7 m

調査位置図を次頁に示す。



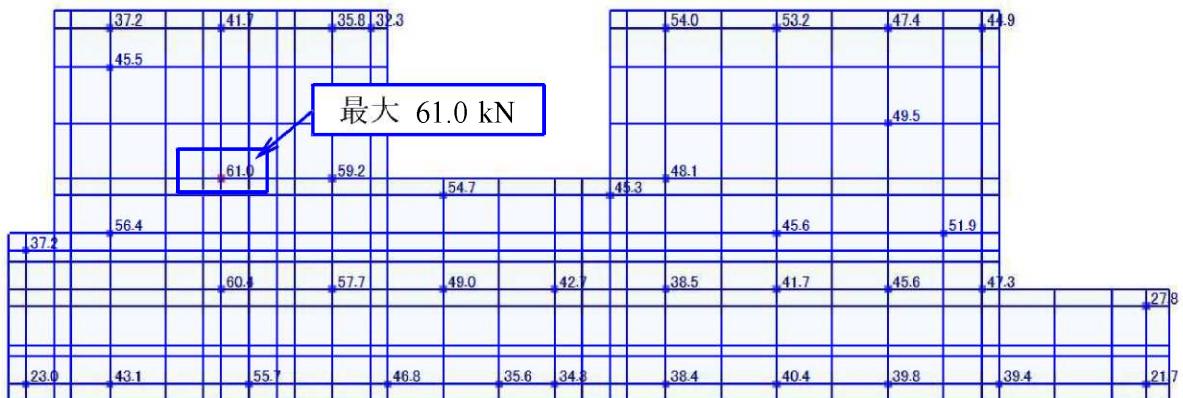
- 3) スウェーデン式サウンディング試験結果から、平13国交告第1113号第2に示される方法により地盤の支持力を算出したところ、地表面における長期支持力は46.8～120 kN/m<sup>2</sup>であった。強度上は、現状の地盤のままでも、平屋の木造建物を支持する地盤として不足はないと思われる。しかし、測点Sw-1のGL-2 m付近において、一部自沈する層が確認されていることから、GL-2 m以深の堅固な層へ支持するため、深層混合処理工法による地盤改良地業を採用する。
- 4) 支持層は、設計GL-3.7～5.0 m以深のN値50以上の砂礫層とする。
- 5) 液状化発生のおそれの有無について  
地盤調査時に地下水位未確認のため、地下水位は不明である。  
地盤調査によれば、本敷地は扇状地に分類される。日本建築センター「改良地盤の設計及び品質管理における実務上のポイント」73頁の表1によれば、扇状地は地盤の液状化可能性の程度は低いに分類される。  
本建物は砂礫層まで地盤改良を行っているので、万が一、液状化が生じても、不 同沈下の恐れは低いと考える。

## 7.2 鉛直支点反力

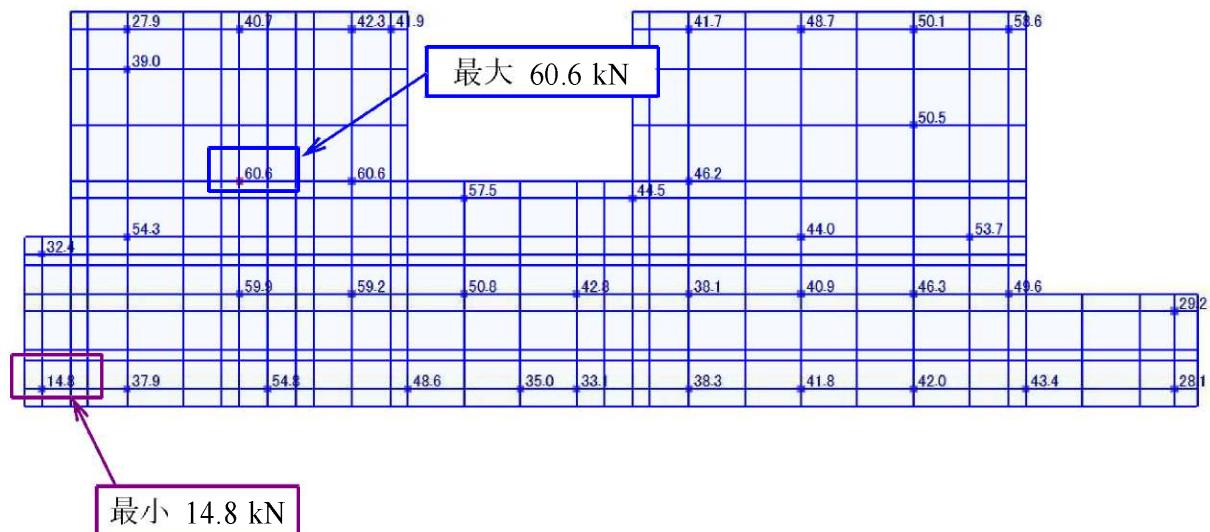
### 1) 鉛直支点反力

以下に MIDAS のアウトプットより抜粋した長期、短期（長期+稀地震時の組合せ）、極稀地震時の鉛直支点反力を示す。

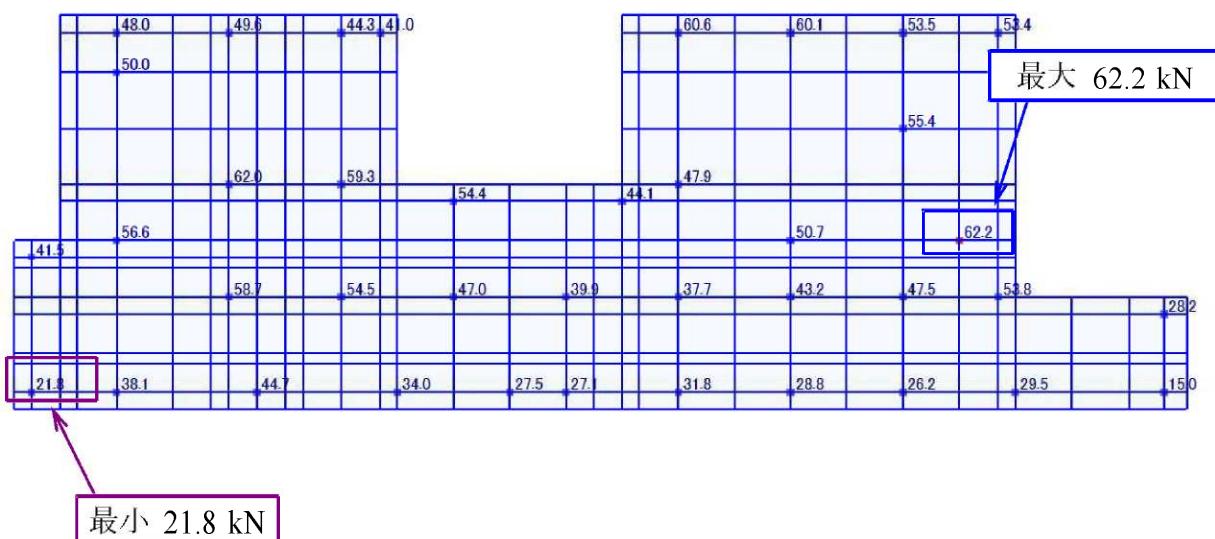
◆ 鉛直荷重時 (D.L.+L.L.) [ kN ]



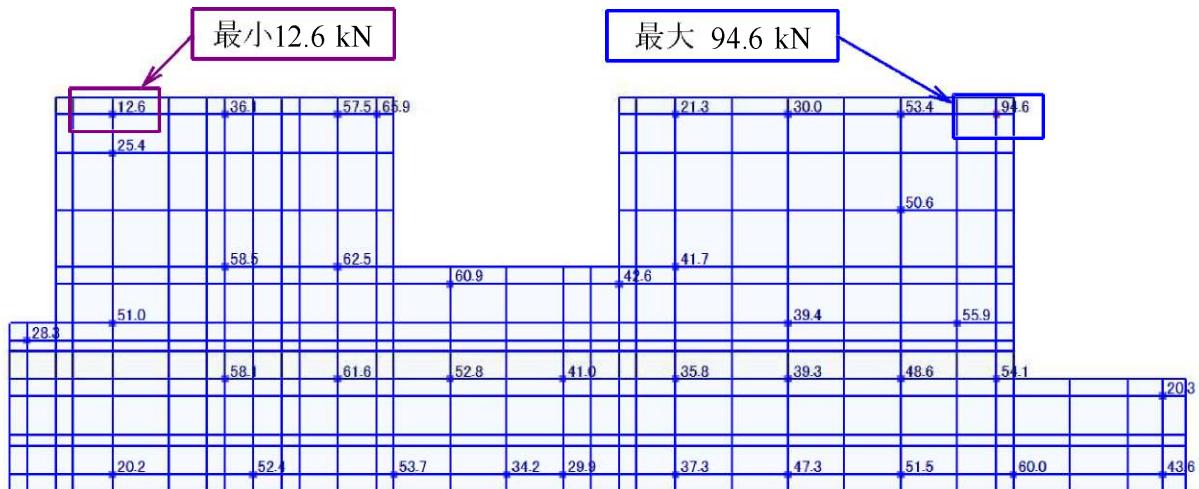
◆ 短期 X 方向正加力時



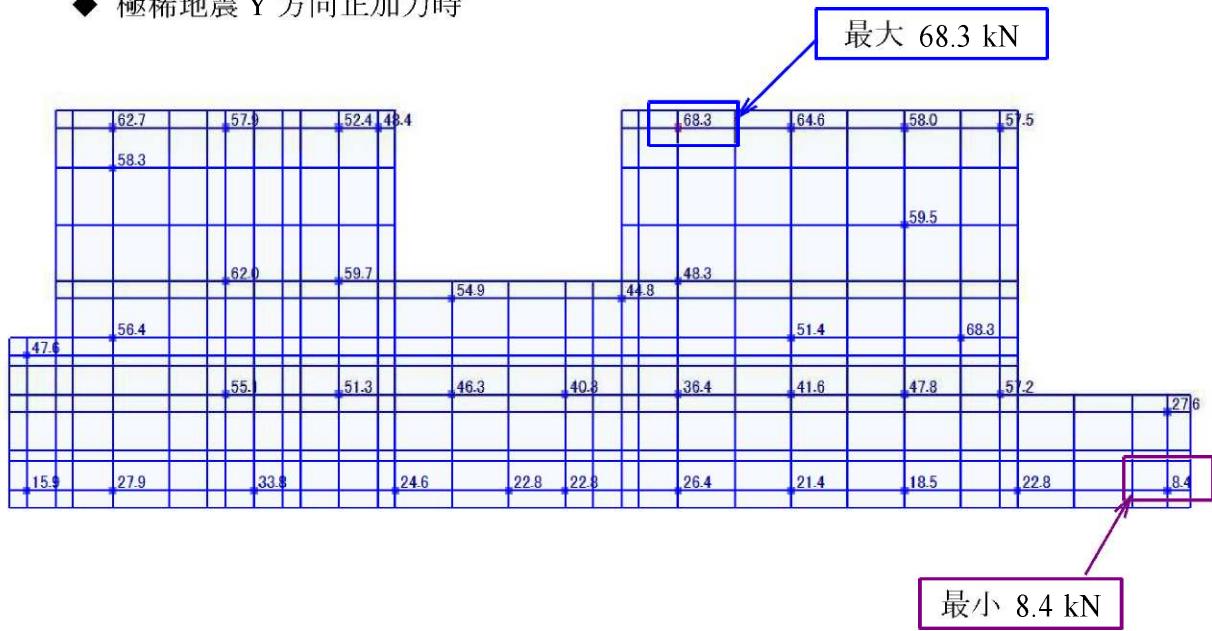
◆ 短期 Y 方向正加力時



◆ 極稀地震 X 方向正加力時



◆ 極稀地震 Y 方向正加力時



## 7.3 改良地盤の設計

### 1) 検討概要

地盤改良工法を深層混合処理工法として、改良地盤が所要の支持力を得ることを確認するために検討を行った。検討方法は、日本建築センター「建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針」による。

本建物は四号建築物であり、規模が小さいため、下部地盤の許容鉛直支持力は、スウェーデン式サウンディング試験より算出する。

### 2) 設計条件

基礎の形状 : ベタ基礎（マットスラブ）

設計用基礎寸法 :  $111\text{ m}^2$

支持地盤 : GL-2.5 ~ -3.5 m 以深の礫質土層（推定）

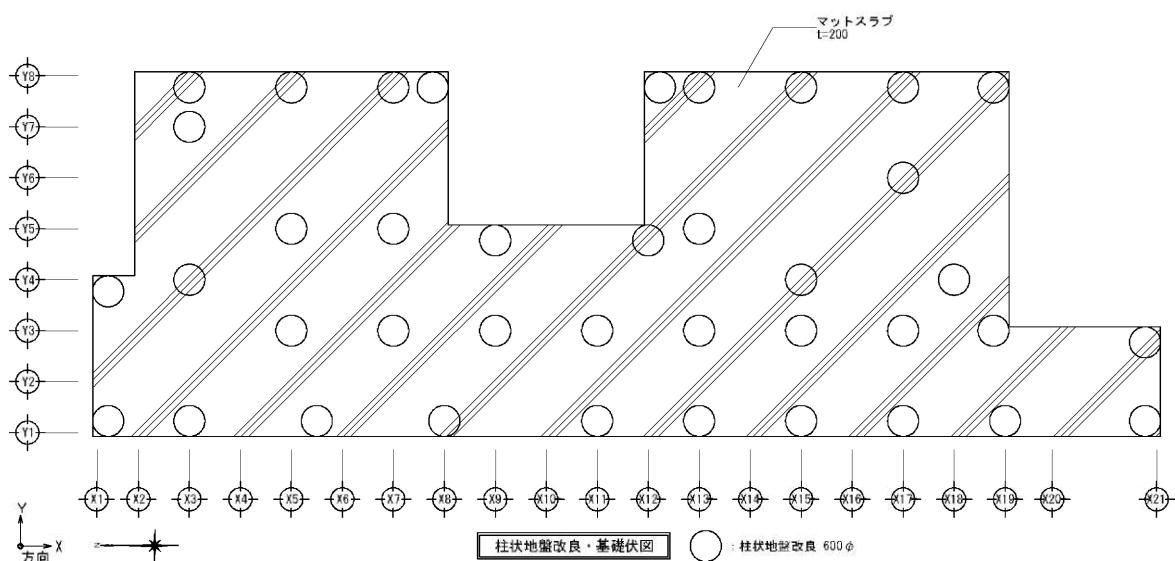
### 3) 地盤改良の仕様

コラム径 :  $\phi = 600\text{ mm}$

改良形式 : 杭形式配置

改良長さ :  $2.5 \sim 3.5\text{ m}$

改良杭本数 : 39 本



#### 4) 下部地盤の極限鉛直支持力度

日本建築センター「改良地盤の設計及び品質管理における実務上のポイント」P.69によれば、スウェーデン式サウンディング試験結果に基づいて深層混合処理地盤（改良体）の許容支持力を算定する場合、以下の留意点が挙げられる。

- ・四号建築物（木造2階建で延床面積500m<sup>2</sup>以下のもの）
- ・N<sub>sw</sub>の適用範囲として上限を150とすること
- ・深度10mを限度とすること
- ・土質の判別、液状化の可能性、先端以深での沈下の可能性など

柱状地盤改良下部地盤の極限鉛直支持力度 q<sub>d</sub>は、次式による。

$$q_d = q_{e2} = 90 + 1.8 \times N_{sw}$$

q<sub>e2</sub>：スウェーデン式サウンディング試験による下部地盤の極限鉛直支持力度（kN/m<sup>2</sup>）

N<sub>sw</sub>：改良体底面より下2メートルまでの間のスウェーデン式サウンディングにおける1m当たりの半回転数の平均値（個々のN<sub>sw</sub>において150を超える場合は150とする）

本調査では、いずれの測点においてもGL-2.5～-3.5m付近で礫質土層があり、改良体底面より下2メートルまで調査は行われていない。近隣のボーリングデータから類推するに、同程度の深度で礫質土層が確認されており、改良底以深は十分に硬いと思われる。

N<sub>sw</sub>=150を採用する。

$$q_d = 90 + 1.8 \times 150 = 360 \rightarrow 300 \text{ kN/m}^2$$

下部地盤における極限鉛直支持力度は、300 kN/m<sup>2</sup>とする。

## 5) 改良地盤の許容鉛直支持力度

$$qa1 = 1/Fs \{qd \cdot Ab + \sum(\tau_{di} \cdot hi)Ls\} / Af$$

$$qa2 = 1/Fs(n \cdot Ru) / Af$$

$$qa = \min(qa1, qa2)$$

ここに、 Ab : 改良地盤の底面積

$\tau_{di}$  : 改良地盤周面の許容摩擦力度 → 考慮しない

Af : 基礎スラブ底面積

Ru : 改良体の極限鉛直支持力

$Ru = Rpu + \phi \cdot \sum \tau_{di} \cdot hi \rightarrow$  周面摩擦の項は考慮しない

$Rpu = 75 \cdot N \cdot Ap$

N : 改良体先端上下 1d の範囲の平均N値

→ 改良体先端上下 1d の範囲の平均換算 N 値とする。

平均換算 N 値を算出する。

$$N = 0.6 \times 39 / 1.2 = 19.5 \rightarrow 10$$

$$Rpu = 75 \cdot N \cdot Ap = 75 \times 10 \times 0.282 = 212 \rightarrow 210 \text{ kN}$$

Ap : 改良体の先端有効断面積 →  $\phi 600$  の場合、  $0.282 \text{ m}^2$

n : 改良地盤内にある改良体の本数 39 本

Fs : 安全率 (常時 3)

$$Af = 111 \text{ m}^2 \text{ (CAD データ測定)}$$

$$Ab = 111 \text{ m}^2$$

$$(長期) \quad qa1 = 1/3 \times (300 \times 111) / 111 = 100.0 \text{ kN/m}^2$$

$$(長期) \quad qa2 = 1/3 \times (39 \times 210) / 111 = 24.5 \text{ kN/m}^2$$

以上より、改良地盤の許容鉛直支持力度は、長期  $24.5 \text{ kN/m}^2$ 、短期  $49 \text{ kN/m}^2$  とする。

## 6) 改良体の設計定数

設計基準強度 :  $Fc = 1200 \text{ kN/m}^2$

許容圧縮応力度 :  $fc = Fc / Fsp = 1200 / 3 = 400 \text{ kN/m}^2$

長期杭耐力  $210 / 3 = 70 \text{ kN}$

$$70 / 0.282 = 248 < fc = 400 \text{ kN/m}^2 \quad OK$$

## 7.4 接地圧の確認

### 1) 基本事項

平均接地圧の確認、および、局所接地圧の確認を行う。

### 2) 平均接地圧の確認

基礎底面における、長期および短期接地圧  $\sigma_e$  の確認を行う。

長期接地圧  $\tau \sigma_e$  の確認を行う。

支点反力合計  $\Sigma N = 1730 \text{ kN}$  (MIDAS 計算結果)

基礎底面積  $A = 111 \text{ m}^2$

基礎スラブ底面における設計接地圧  $\tau \sigma_e = 1730 / 111$

$$= 15.6 < 24.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

### 3) 局所接地圧に対する確認

MIDAS によるマットスラブの解析において、地盤改良杭のある節点を支点として解析を行った。地盤改良杭一本あたりの支点反力が杭耐力以下であることを確認する。

改良杭 1 本当たりの許容鉛直支持力を以下に示す。

(長期)  $\tau Ra = Ru/3 = 210/3 = 70 \text{ kN/本}$

(短期)  $sRa = \tau Ra \times 2 = 140 \text{ kN/本}$

(終局)  $uRa = \tau Ra \times 3 = 210 \text{ kN/本}$

MIDAS 計算結果より、最大支点反力を以下に示す。

$\max N_L = 61.0 < 70 \text{ kN}$  OK (X5 通り/Y5 通り、長期)

$\max N_s = 62.2 < 140 \text{ kN}$  OK (X18 通り/Y3 通り、短期 Y 正)

$\max N_u = 94.6 < 210 \text{ kN}$  OK (X19 通り/Y8 通り、極稀地震 X 正)

最大支点反力は、杭耐力以下であることを確認した。

## 7.5 地震時水平力に対する検討

### 1) 基本事項

柱状地盤改良が所要の水平耐力を得ることを確認する。検討方法は、日本建築センター「建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針」による。

### 2) 改良体の検討に係わる与条件

- ・改良体の鉛直荷重 短期最大  $W_p = 62.2 \text{ kN/本}$   
(X18 通り/Y3 通り、短期 Y 正)  
短期最小  $W_p = 14.8 \text{ kN/本}$   
(X1 通り/Y1 通り : 短期 Y 正)
- ・建物総重量  $\Sigma W = 1730 \text{ kN}$  (MIDAS 計算結果より)
- ・総柱軸力  $\Sigma N = 815 \text{ kN}$  (SEIN 計算結果より)
- ・基礎総重量 (1 階床含む)  $W_f = \Sigma W - \Sigma N = 1730 - 815 = 915 \text{ kN}$
- ・稀地震時の 1 階層せん断力  $Q_1 = 118.2 \text{ kN}$  (限界耐力計算結果より)
- ・基礎にかかる水平力 基礎にかかる水平震度  $k_f = 0.1$  とする。  

$$Q = Q_1 + k_f \times W_f$$

$$= 118.2 + 0.1 \times 915 = 210 \text{ kN}$$
- ・改良体の水平力  $Q_p = 210/39 = 5.4 \rightarrow 10 \text{ kN}$
- ・改良体の固定度  $\alpha r = 0.25$  (改良体上に基礎スラブがある)
- ・地盤 N 値  $N = 4$  (地表面付近の最小換算 N 値)
- ・地盤の変形係数  $E_0 = 7 \text{ N} \times 10^2 = 7 \times 4 \times 10^2 = 2800 \text{ kN/m}^2$
- ・改良体のヤング率  $E_p = 180 \times qu = 180 \times 1200 = 216,000 \text{ kN/m}^2$
- ・改良体の断面 2 次 M  $I_p = \pi D^4/64 = 0.00636$
- ・改良体幅  $b_1 = b_2 = 60 \text{ cm}$
- ・改良体間隔  $d_1 = d_2 = 76 \rightarrow 60 \text{ cm}$   
 $R_1 = d_1/b_1 = 1.0$   
 $R_2 = d_2/b_1 = 1.0$
- ・改良体の内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$  (指針より)

### 3) 水平方向地盤反力係数の計算

#### ・原地盤の水平方向地盤反力係数 kh

$$kh = (1/30) \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot (b_1/30)^{-3/4} \times 10^2$$

$$= (1/30) \times 4 \times 2800 \times (60/30)^{-3/4} \times 10^2 = 22198 \text{ kN/m}^3$$

#### ・群杭を考慮した水平方向地盤反力係数 kh'

加力直角方向の群杭効果  $\mu_1$

$$\mu_1 = 1 - 0.2(3 - R_1) = 0.60$$

加力方向の群杭効果  $\mu_2$

$$\mu_2 = 1 - 0.3(3 - R_2) = 0.40$$

群杭を考慮した水平方向地盤反力係数

$$kh' = \mu_1 \cdot kh = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot kh = 0.60 \times 0.40 \times 22198 = 5328 \text{ kN/m}^3$$

#### 4) 曲げモーメントの算定

$$\beta = (k' h \cdot b_1 / (4 \cdot E_p \cdot I_p))^{1/4} = (5328 \times 0.6 / (4 \times 216,000 \times 0.00636))^{1/4} = 0.873$$

杭長 L = 2.7m のとき、Z =  $\beta \cdot L = 0.873 \times 2.7 = 2.36$

指針の表 6.1.2 より RMmax = 0.505、RM0 = 0.246

L = 3.8 のとき、Z =  $\beta \cdot L = 0.873 \times 3.8 = 3.32$

指針の表 6.1.2 より RMmax = 0.501、RM0 = 0.250

検討は、RMmax = 0.505、RM0 = 0.250 で行う。

地中部最大曲げモーメント

$$M_{max} = (Q_p / 2 \cdot \beta) \cdot RM_{max} = 10 / (2 \cdot 0.873) \times 0.505 = 2.9 \text{ kNm}$$

杭頭曲げモーメント

$$M_0 = (Q_p / 2 \cdot \beta) \cdot RM_0 = 10 / (2 \cdot 0.873) \times 0.250 = 1.5 \text{ kNm}$$

改良体の曲げモーメント

$$M_d = \max(M_{max}, M_0) = 2.9 \text{ kNm}$$

#### 5) 曲げによる縁応力度の算定

短期許容圧縮応力度 sfc = Fc/Fsp = 1200/1.5 = 800 kN/m<sup>2</sup>

短期許容引張応力度 sft = -0.2 · sfc = -0.2 × 800 = -160 kN/m<sup>2</sup>

$$\begin{aligned} \text{圧縮側の縁応力 } \sigma_{max} &= (W_p / A_p) + M_d / (2 \cdot I_p / b_2) \\ &= 62.2 / 0.282 + 2.9 / (2 \times 0.00636 / 0.6) \\ &= 220.6 + 136.8 = 357 \text{ kN/m}^2 < 800 \text{ kN/m}^2 \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{引張側の縁応力 } \sigma_{min} &= (W_p / A_p) - M_d / (2 \cdot I_p / b_2) \\ &= 14.8 / 0.282 - 2.9 / (2 \times 0.00636 / 0.6) \\ &= 52.5 - 136.8 = -84.3 \text{ kN/m}^2 > -160 \text{ kN/m}^2 \text{ OK} \end{aligned}$$

#### 6) せん断応力度の算定

短期許容せん断応力度

$$\begin{aligned} F_\tau 1 &= 0.3 F_c + (Q_p / A_p) \tan \phi = 0.3 \times 1200 + (10 / 0.282) \tan 30^\circ \\ &= 360 + 20.4 = 380.4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$F_\tau 2 = 0.5 F_c = 0.5 \times 1200 = 600 \text{ kN/m}^2$$

$$F_\tau = \min(F_\tau 1, F_\tau 2) = 380.4 \text{ kN/m}^2$$

$$sfs = 2/3 \cdot F_\tau = 2/3 \cdot \min(F_\tau 1, F_\tau 2) = 253 \text{ kN/m}^2$$

短期最大せん断応力度

$$\begin{aligned} \tau_{max} &= \kappa \cdot \tau = \kappa (Q_p / A_p) = 4/3 \times (10 / 0.282) \\ &= 47.3 \text{ kN/m}^2 < F_\tau = 253 \text{ kN/m}^2 \text{ OK} \end{aligned}$$

## 7.6 マットスラブの設計

### 1) 基本方針

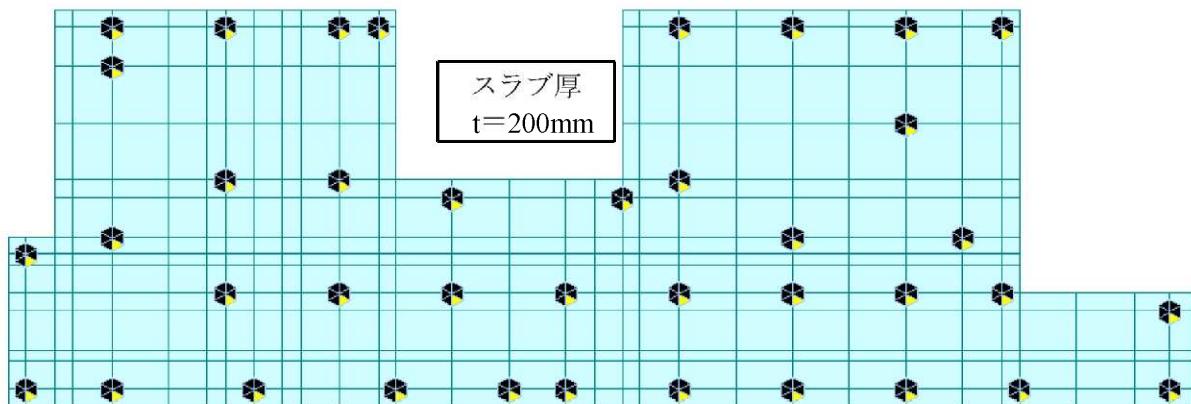
#### ◆ コンピュータの利用

プログラム名 株式会社 MIDAS IT  
MIDAS/Gen Ver.800

#### ◆ 解析対象のモデル化

解析対象は、マットスラブであり、グリッド状のメッシュを想定する。

- ・解析モデル : 板要素(マットスラブ)
- ・マットスラブ : 等方体面要素とする。力学特性およびスラブ厚で表現する。
- ・メッシュ : 板要素の一辺の長さは、およそ 300 ~ 985 mm とする。
- ・節点番号 : 節点番号は、各グリッドの交点に自動生成される。
- ・要素番号 : 要素番号は、特に定義しない。
- ・部材番号 : 部材番号は、特に定義しない。
- ・支点 : 改良杭のある節点を支点とする。
- ・支点の支持条件 : 鉛直方向はバネ、水平方向は固定、回転はフリーとする。  
支点の浮き上がりを考慮する。



マットスラブ 形状図

 : 支点バネ  
(改良杭の位置に入力)

## ◆ 解析の概要

- ・荷重 : 入力荷重を以下に示す。なお、RC部分の自重はプログラム内部計算とする。

### ① 上部架構重量

柱位置に、柱軸力 (= SEIN で算出した支点反力) を入力する。(長期、地震時)

### ② 面分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

1階床の仕上げ荷重と積載荷重を入力する。積載荷重は架構用の数値を採用する。

#### 【 1階床 固定荷重 】

$$D.L. = 0.6 \text{ kN/m}^2$$

#### 【 1階床 積載荷重 】

$$L.L. = 1.3 \text{ kN/m}^2 \text{ (架構用)}$$

### ③ 線荷重 (kN/m)

- ・RC立上り (厚さ t = 150 mm、高さ h = 0.24 m)

立上りは荷重のみ考慮し、剛性は考慮しない。

$$0.18 \times 0.24 \times 24 = 0.86 \rightarrow 1.5 \text{ kN/m}$$

- ・解析結果 : マットスラブの応力、各節点の変位(即時沈下量)、支点反力

- ・単位の諸元 : 重量 [ kN ] , 長さ [ m ]

- ・設計用応力は、板要素中心位置の応力を採用する。

## ◆ 鉛直方向地盤反力係数

深層地盤改良体のバネ定数は、日本建築センター「建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針 p51」を参考に下式より求めた。バネ定数は下記の通り。

本設計では、改良長さを 2.7 ~ 3.8 m と想定している。バネ定数の算出における改良長さは、中間の値である 3.25 m (= (2.7 + 3.8) / 2) と設定する。

$$\text{改良体のヤング率 } E_p = 180 \times q_u = 180 \times 1200 = 216,000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{改良長 } L = 3.25 \text{ m}$$

$$k = A_p \times E_p / L = 0.282 \times 216,000 / 3.25 = 18742 \text{ kN/m}$$
$$\rightarrow 18000 \text{ kN/m}$$

## 2) 要素の厚さと配筋 および 抵抗モーメント

各地中梁および各スラブ配筋における、抵抗モーメントを以下に示す。

### ◆マットスラブ (D = 200 mm)

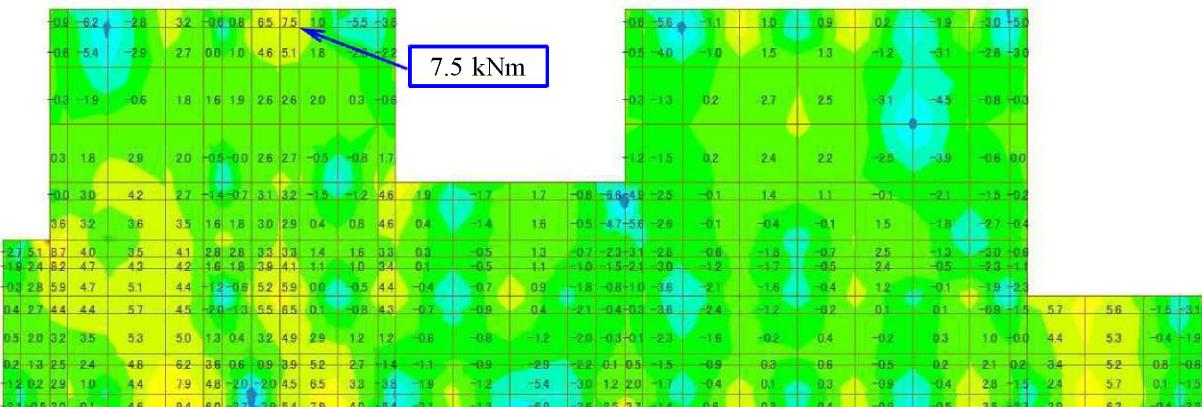
$$[\text{主筋・副筋}] \quad dt = 110 \text{ mm}, \quad d = 90 \text{ mm}, \quad j = \frac{7}{8} \times d = 78.7 \text{ mm}$$

$$\text{許容曲げモーメント } Ma = at \times ft \times j$$

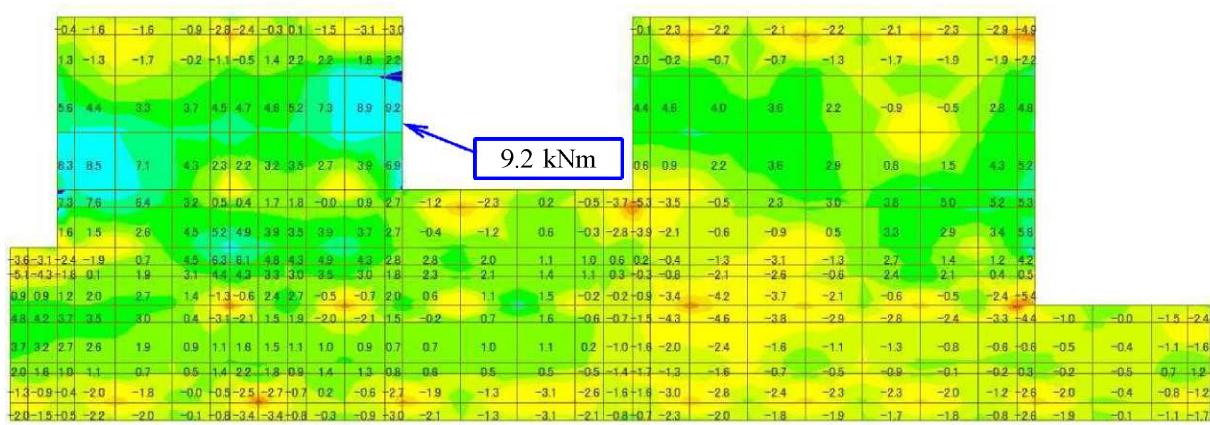
配筋	長期許容曲げモーメント	短期許容曲げモーメント
D13-100@ (シングル)	19.4	29.4
D13-200@ (シングル)	9.7	14.7

## 3) マットスラブの断面算定

MIDAS 計算結果 (応力図) を § 12 (添付省略) に示す。ここでは、長期の曲げモーメント図を抜粋し、以下に示す。



長期 X 方向曲げモーメント図 (kNm)



長期 Y 方向曲げモーメント図

t200、D13@100

X 方向：長期 M = 7.5 kNm < 9.7 kNm OK

Y 方向：長期 M = 9.2 kNm < 9.7 kNm OK

最大曲げモーメントが許容曲げモーメント以下であることを確認した。

#### 4) パンチングシェアの検討

- 地盤改良杭によるパンチングシェアについて検討する。なお、柱の直下には地盤改良を行っているため、柱によるパンチング破壊はないと考え、検討を省略する。
- RC 規準 2010 式(20.2)により、パンチングシェアの検討を行う。
- 長期が卓越するため、検討は長期で行う。
- 設計用軸力 Nmax は、改良体の長期許容圧縮力とする。
- 検討対象は、コーン状破壊面積の最も小さい出隅部とする。検討用スラブ厚は 200mm とする。なお、安全側に配慮して、立上り部分はコーン状破壊面積に算入しない。

改良杭径  $\phi 600$

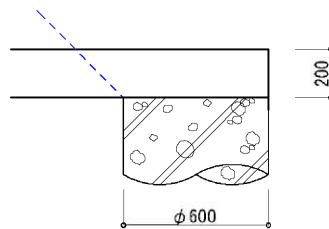
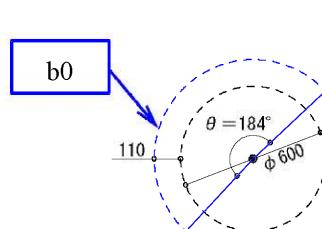
スラブ厚 D = 200 mm , d = 110 mm , j = 96.2 mm

$$b_0 = \pi \times (600 + 110) \times 184/360 = 1140 \text{ mm}$$

$$N_{\max} = A_p \times F_c / 3 = 0.283 \times 1200 / 3 = 113.2 \text{ kN}$$

$$\tau = N_{\max} / (b_0 \times j) = 113.2 \times 10^3 / (1140 \times 96.2)$$

$$= 1.03 \leq 1.5 f_s = 1.5 \times 0.79 = 1.19 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$



スラブ断面形状

## 5) 即時沈下量の確認

日本建築学会「建築基礎構造設計指針」より、長期荷重に対する許容総沈下量は下表の値である。

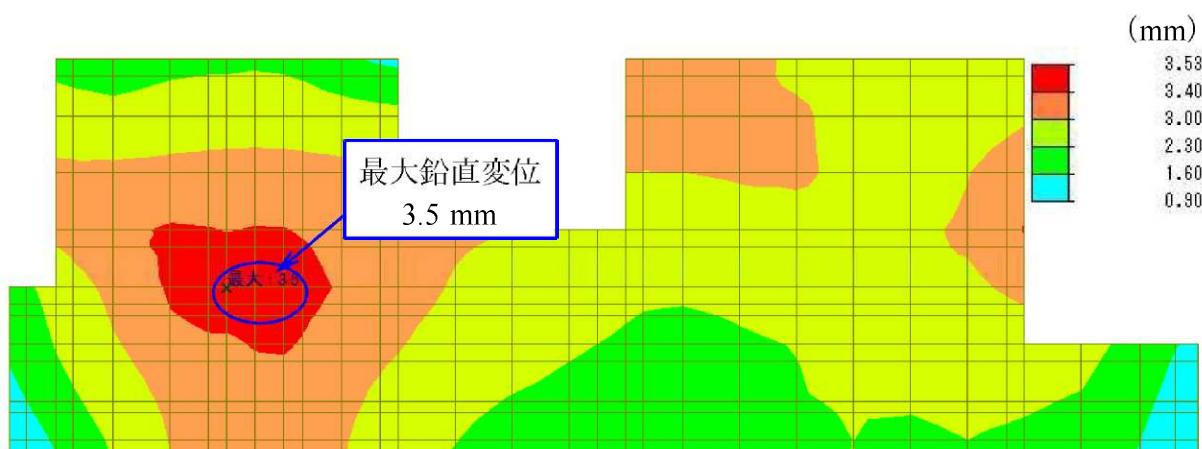
許容総沈下量(即時沈下の場合)

(mm)

構造種別	コンクリートブロック造	鉄筋コンクリート造		
基礎形式	布基礎	独立基礎	布基礎	ベタ基礎
標準値	15	20	25	30～(40)
最大値	20	30	40	60～(80)

( )は大きい梁せいあるいは、2重スラブなどで十分剛性が大きい場合

マットスラブの最大変位(長期)は、3.5 mm(X6-Y4付近)であった。マットスラブの即時沈下量の目標値30 mm以下であることを確認した。



長期 鉛直変位図

## 6) MIDAS/Genによる計算の結果は、下表の項目を § 11 に示す。

◆ 結果出力項目一覧 (§ 11 (添付省略) を参照)

名 称	項目	長期	短期X正	短期X負	短期Y正	短期Y負
マットスラブ	変位図	○	—	—	—	—
	曲げモーメント $M_x$	○	○	○	○	○
	曲げモーメント $M_y$	○	○	○	○	○
支点反力	鉛直方向	○	○	○	○	○