

6章 設計計算例

6.1 新設橋脚基礎の基礎杭

6.1.1 概要

図-6.1.1 に示すような新設の橋梁基礎に STMP タイプⅡ を適用させるものとする。施工条件として用地境界等が近接する狭隘場所と仮定し、また、基礎杭には比較的大きな支持力が必要となるため、基礎杭工法として STMP タイプⅡ を選定するものとした。

設計は、「日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編」Ⅲに準じて行うものとする。なお、ここではフーチングや橋脚躯体の設計については省略することとする。

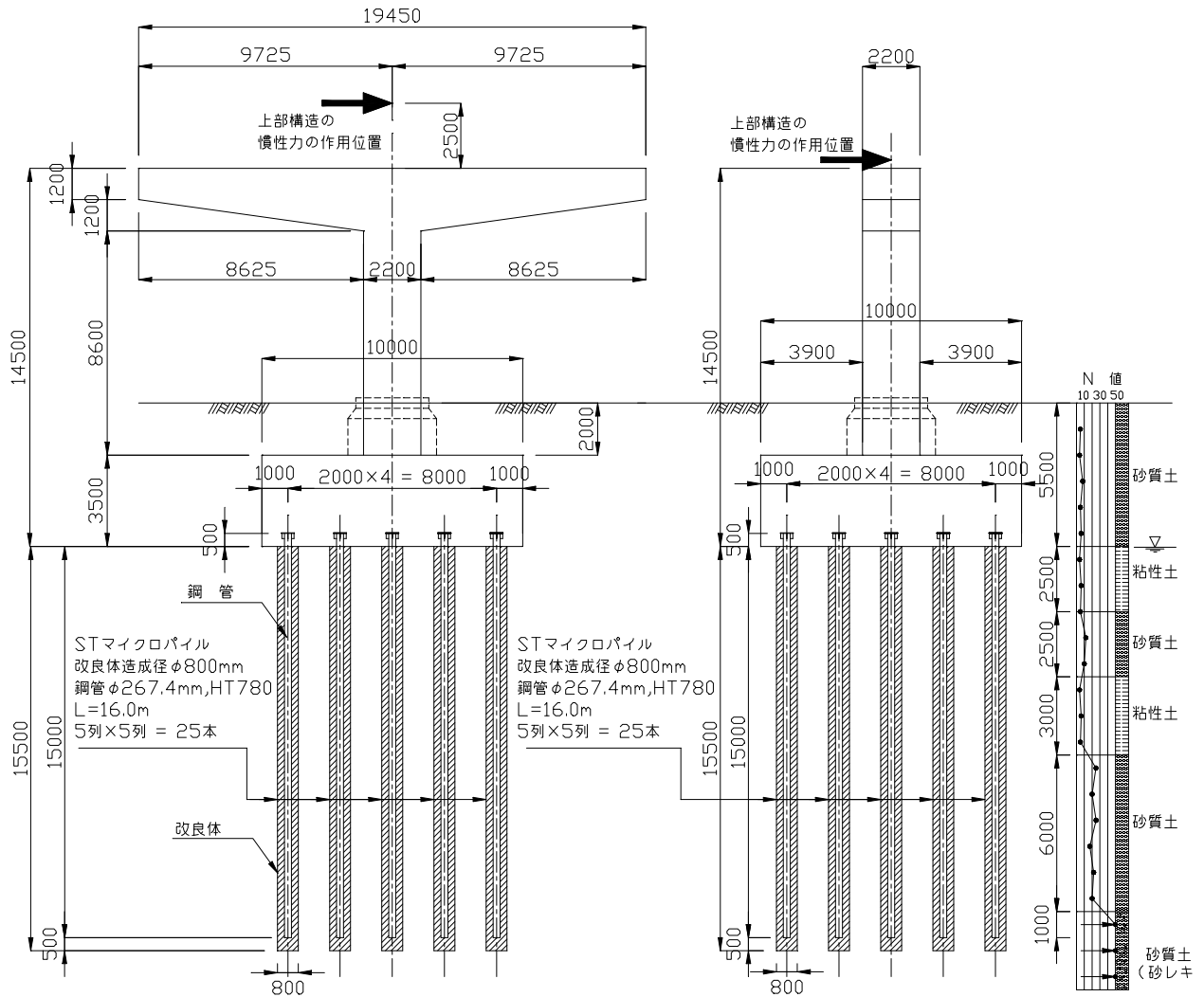


図-6.1.1 橋脚基礎（STMP タイプⅡによる杭基礎形式）構造一般図

表-6.1.1 地盤条件

	地盤の種類	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 C (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 (kN/m ²)	
						γ_s	γ_s'
第1層	粘性土	2.5	5	30	0	17	8
第2層	砂質土	2.5	10	0	27	17	8
第3層	粘性土	3.0	5	30	0	17	8
第4層	砂質土	6.0	20	0	30	19	10
第5層	砂質土	1.0	50	0	40	18	10

6.1.2 設計条件

(1) 下部構造

橋脚形式：鋼製 T 型橋脚

基礎形式：STMP タイプ II による杭基礎形式

重要度の区分：B 種の橋

地域区分：A 地域

耐震設計上の地盤種別：II 種地盤

(2) 地盤条件

図-6.1.1、表-6.1.1 に示す。橋に影響を与える液状化は生じない。

(3) 杭基礎諸元

表-6.1.2 に STMP タイプ II による杭基礎の諸元を示す。

表-6.1.2 杭諸元一覧

基礎杭工法	ST マイクロパイル工法 タイプ II	
杭 長	L=16.0m (鋼管長 15.5m)	
杭 本 数	25 本	
改良体	改良体造成径	改良体造成径 $D_c = 800\text{mm}$
	改良体強度	砂質土 $q_u = 4\text{N/mm}^2$, 粘性土 $q_u = 2\text{N/mm}^2$, 支持層 (砂礫) $q_u = 10\text{N/mm}^2$
鋼 管	鋼管諸元 ※	機械構造用高張力鋼管 HT780, 鋼管径 $D_s = 267.4\text{mm}$, 肉厚 $t = 12.0\text{mm}$
	節 加 工	ビード溶接による節突起加工 節加工間隔 $p = 200\text{mm}$, 節高さ $h = 2.5\text{mm}$
	鋼管設計定数 (腐食しろ 1mm 考慮)	弾性係数 $E = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 断面積 $A = 8.791 \times 10^{-3} \text{m}^2$, 断面係数 $Z = 5.369 \times 10^{-4} \text{m}^3$, 断面 2 次モーメント $I = 7.125 \times 10^{-5} \text{m}^4$, 曲げ剛性 $EI = 14,251 \text{kN} \cdot \text{m}^2$
グラウト	グラウト強度	設計基準強度 30N/mm^2
	削 孔 径	グラウト体の外径 $D_g = 294\text{mm}$
杭頭結合方法	支圧板方式による杭頭固定結合	

6.1.3 常時・レベル 1 地震時の設計

(1) 基本条件

1) 設計外力

表-6.1.3 にフーチング底面における設計外力を示す。

表-6.1.3 フーチング底面における設計外力

		鉛直荷重 V_o (kN)	水平荷重 H_o (kN)	モーメント M_o (kN・m)
常 時		28,321	0	0
レベル 1 地震時 (震度法)	橋軸方向 ($k_h = 0.25$)	24,821	5,116	43,436
	橋軸直角方向 ($k_h = 0.23$)	24,821	4,734	45,859

2) 許容応力度

表-6.1.4 に許容応力度の一覧を示す。

表-6.1.4 各許容応力度

大 別	応力度の種類	単位	許容応力度		備 考
			常時	地震時 (震度法)	
フーチング コンクリート ($\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$)	許容支圧応力度 σ_{ca}	N/mm ²	12	18	$0.5\sigma_{ck}$
	許容押抜きせん断応力度 τ_a	N/mm ²	0.9		地震時の割増なし
鋼 管 (機械構造用 高張力鋼管 HT780)	許容引張応力度	N/mm ²	355	530	表-2.6.1
	許容圧縮応力度	N/mm ²	355	530	
	許容せん断応力度	N/mm ²	200	300	

(2) 許容支持力の算定

1) 極限押込み支持力の推定

①極限押込み支持力 R_u の推定

地盤から決まる単杭の極限押込み支持力は、式 (6.1.1) によって推定する。

$$R_u = U_c \sum L_i \tau_{ci} + q_d \cdot A_c \quad \dots\dots\dots (6.1.1)$$

ここに、

R_u : 地盤から決まる杭の極限押込み支持力 (kN)

U_c : 改良体の周長 (m) = $D_c \times \pi$ (D_c : 改良体造成径 (m)) = $0.8 \times \pi = 2.513\text{m}$

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

ただし、杭頭から $1/\beta$ 範囲は周面摩擦抵抗を無視することとし、第1層目の層厚 L_1 は $2.5\text{m} - 1.6\text{m} = 0.9\text{m}$ とする(常時の $1/\beta = 1.528\text{m}$ 、地震時の $1/\beta = 1.285\text{m}$ より、周面摩擦抵抗を無視する範囲を簡便に 1.6m と統一した)。

τ_{ci} : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

ここに、 砂質土 $\tau_{ci} = 5N$ (≤ 200)

粘性土 $\tau_{ci} = C$ または $10N$ (≤ 150)

q_d : 改良体先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²)

ここに、支持層が砂礫地盤であるため $q_d = 2,500 \text{ kN/m}^2$ とする。

A_c : 改良体先端面積 (m²) = $\pi D_c^2 / 4 = 0.8^2 \times \pi / 4 = 0.503\text{m}^2$

D_c : 改良体造成径 (m) = 0.8m

表-6.1.5 に周面摩擦力の推定表を示す。

表-6.1.5 周面摩擦力の推定表

	土質	層厚 L_i (m)	平均 N 値 \bar{N}	周面摩擦力度 τ_{gi} (kN/m ²)	$l_i \tau_{gi}$ (kN/m)	U_c (m)	$U_c l_i \tau_{gi}$ (kN)
1 層目	粘性土	0.9	5	50	45	2.513	113
2 層目	砂質土	2.5	10	50	125	2.513	314
3 層目	粘性土	3.0	5	50	150	2.513	377
4 層目	砂質土	6.0	20	100	600	2.513	1,508
5 層目	砂質土	1.0	50	200	200	2.513	503
	計	13.4					2,815

したがって、杭の極限押し込み支持力 R_u は、以下のように推定される。

$$R_u = U_c \sum L_i \tau_{ci} + q_d \cdot A_c = 2,815 + 2,500 \times 0.503 = 4072 \text{ kN}$$

②極限押し込み支持力に対する杭各部の耐力照査

a. 節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}

$$R_{FU} = \sum \tau_{fi} \times L_i \times U_s \quad \dots\dots\dots (6.1.2)$$

ここに、

R_{FU} : 節突起付き鋼管の付着耐力 (kN)

τ_{fi} : 各層の鋼管の最大付着応力度 (kN/m²)

$$\tau_{fi} = \left(274.94 \frac{h}{p} + 9.0683 \right) \times \sqrt{q_u} \quad \dots\dots\dots \text{表 (解 3.3.4) 参照}$$

h : 節加工 (ビード溶接) 高さ (m) = 0.0025m

p : 節加工間隔 (m) = 0.2m

q_{ui} : 各層の改良体の設計基準強度 (kN/m²)

L_i : 各層の層厚 (m)

U_s : 鋼管の周長 (m) = $D_s \times \pi = 0.2674 \times \pi = 0.840 \text{ m}$

D_s : 鋼管径 (m) = 0.2674m

表-6.1.6 に節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU} の計算結果を示す。

表-6.1.6 節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}

	土質	層厚 L_i (m)	改良体設計基 準強度 q_{ui} (kN/m ²)	鋼管の最大付 着応力度 τ_{fi} (kN/m ²)	鋼管の周長 U_s (m)	$\tau_{fi} L_i U_s$ (kN)
1層目	粘性土	0.9	2,000	559	0.840	423
2層目	砂質土	2.5	4,000	791	0.840	1,661
3層目	粘性土	3.0	2,000	559	0.840	1,409
4層目	砂質土	6.0	4,000	791	0.840	3,987
5層目	砂質土	1.0	10,000	1,251	0.840	1,051
	計	13.4				8,530

したがって、節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU} は、8,530kN と推定される。

b. グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}

$$R_{GU} = \sum \tau_{gi} \times L_i \times U_g \quad \dots\dots\dots (6.13.)$$

ここに、

R_{GU} : グラウトと改良体間のせん断耐力 (kN)

τ_{gi} : 各層の改良体の最大せん断強度 (kN/m²)

$$\tau_{gi} = 1/8 \times q_{ui} \quad \dots\dots\dots (6.14.)$$

q_{ui} : 各層の改良体の設計基準強度 (kN/m²)

L_i : 各層の層長 (m)

U_g : グラウトの周長 (m) = $D_g \times \pi = 0.294 \times \pi = 0.924m$

D_g : グラウト体外径 (改良体削孔径) (m) = 0.294m

表-6.1.7 にグラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU} の計算結果を示す。

表-6.1.7 グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}

	土質	層厚 L_i (m)	改良体設計基 準強度 q_{ui} (kN/m ²)	改良体の最大 せん断強度 τ_{gi} (kN/m ²)	グラウトの 周長 U_g (m)	$\tau_{gi} L_i U_g$ (kN)
1層目	粘性土	0.9	2,000	250	0.924	208
2層目	砂質土	2.5	4,000	500	0.924	1,155
3層目	粘性土	3.0	2,000	250	0.924	693
4層目	砂質土	6.0	4,000	500	0.924	2,771
5層目	砂質土	1.0	10,000	1,250	0.924	1,155
	計	13.4				5,982

したがって、グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU} は、6,205kN と推定される。

c. 極限押し込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査

極限押し込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査結果を表-6.1.8 に示す。杭各部の耐力は極限押し込み支持力を上回る結果となっている。

表-6.1.8 極限押し込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査結果

項 目	単 位	値	適 用
地盤から決まる極限押し込み支持力 R_u	kN	4,072	
節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}	kN	8,530	$R_{FU} > R_u$
グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}	kN	5,982	$R_{GU} > R_u$

2) 極限引き抜き支持力の推定

地盤から決まる単杭の極限引き抜き支持力は、式 (6.1.5) によって推定する。

$$P_u = U_c \sum L_i \tau_{ci} \dots\dots\dots (6.1.5)$$

P_u : 地盤から決まる杭の極限引き抜き支持力 (kN)

U_c : 改良体の周長 (m) = $0.8 \times \pi = 2.513\text{m}$

D_c : 改良体造成径 (m) = 0.8m

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

τ_{ci} : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

地盤から決まる極限引き抜き支持力は、周面摩擦抵抗の合計であり、表-6.1.5 より 2,815kN と推定される。

3) 許容支持力の算定

①許容押し込み支持力 R_a の算定

許容押し込み支持力は、式 (6.1.6) によって算定する。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} R_u \quad \dots\dots\dots (6.1.6)$$

ここに、

- R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力 (kN)
- n : 安全率 (常時 : 3, レベル1地震時 : 2)
- γ : 極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数 (支持力推定式による場合 1.0)
- R_u : 地盤から決まる杭の極限押し込み支持力 (kN) = 4,072kN

許容押し込み支持力 R_a を表-6.1.9 に示す。

表-6.1.9 許容押し込み支持力 R_a

	極限支持力 R_u (kN)	安全率 n	補正係数 γ	許容押し込み支持力 R_a (kN)
常時	4,072	3	1.0	1,357
レベル1地震時 (震度法)		2		2,036

②許容引き抜き支持力 P_a の算定

許容引き抜き支持力は、式 (6.1.7) によって算定する。

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W \quad \dots\dots\dots (6.1.7)$$

ここに、

- P_a : 杭頭における杭の軸方向許容引き抜き力 (kN)
- n : 安全率 (常時 : 6, レベル1地震時 : 3)
- P_u : 地盤から決まる杭の極限引き抜き支持力 (kN) = 2,815kN
- W : 杭の有効重量 (kN) = 88kN

許容引き抜き支持力 P_a を表-6.1.10 に示す。

表-6.1.10 許容引き抜き支持力 P_a

	極限支持力 P_u (kN)	杭の有効重量 W (kN)	安全率 n	許容引き抜き支持力 P_a (kN)
常時	2,815	88	6	557
レベル1地震時 (震度法)		88	3	1,026

(3) 水平方向地盤反力係数 k_H の算定

水平方向地盤反力係数は以下のように算出する。

$$k_H = k_{Ho} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (6.1.8)$$

ここに、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

$$k_{Ho} = \frac{1}{0.3} \alpha E_o \quad (kN/m^3)$$

E_o : 設計の対象とする位置での地盤の変形係数(kN/m^2)で、ここでは、N 値から推定する。

$$E_o = 2,800N = 2,800 \times 5 = 14,000 \text{ kN} / m^2 \quad (1/\beta \text{ 範囲の平均 N 値 } 5)$$

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、N 値から変形係数 E_o を推定するため、常時 1、地震時 2 とする。

B_H : 荷重作用方向に直交する杭の換算載荷幅(m)で、 $\sqrt{D' / \beta}$ とする。

D' : 拡径した改良体に期待する杭の水平地盤抵抗幅 (水平抵抗に関する計算上の杭径) (m)
 で、表-解 3.4.2 より $D' = 0.500m$ とする。

$1/\beta$: 水平抵抗に関与する地盤の深さ(m)

$$\beta : \text{杭の特性値 } \sqrt[4]{\frac{k_H D'}{4EI}} \quad (m^{-1})$$

EI : 鋼管の曲げ剛性で、 $15,037(kN \cdot m^2)$

数回の収束計算によって求めた水平方向地盤反力係数を表-6.1.11 に示す。

表-6.1.11 水平方向地盤反力係数

	E_o (kN/m^2)	α	D' (m)	EI ($kN \cdot m^2$)	B_H (m)	β (m^{-1})	$1/\beta$ (m)	k_H (kN/m^3)
常時	14,000	1	0.500	14,251	0.874	0.655	1.528	20,927
地震時	14,000	2	0.500	14,251	0.874	0.778	1.285	41,855

(4) 杭のバネ定数

1) 軸方向バネ定数 K_v の推定

軸方向バネ定数は、式 (6.1.9) によって推定する。

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{L} \dots\dots\dots (6.1.9)$$

ここに、

- K_v : 杭の軸方向バネ定数 (kN/m)
- A_p : 鋼管の有効断面積 8.791×10^{-3} (m²)
- E_p : 鋼管のヤング係数 2.0×10^8 (kN/m²)
- L : 鋼管の根入れ長 15.0 (m)
- a : 以下により算出する (式 (解 3.5.2))。

$$a = 0.0165(L/D) + 0.0704 = 0.0165 \times 56.1 + 0.0704 = 0.996$$

L : 鋼管の根入れ長 15.0 (m), D : 鋼管径 0.2674 (m)

したがって、 $K_v = 0.996 \times \frac{8.791 \times 10^{-3} \times 2.0 \times 10^8}{15.0} = 116,748$ (kN/m) となる。

2) 軸直角方向バネ定数の算定

杭の軸直角方向バネ定数 $K_1 \sim K_4$ は、表-6.1.12 のように算出した。なお、ここでは常時には水平・モーメント荷重が作用しないため、レベル1地震時 (震度法) のバネ定数のみを算出している。

表-6.1.12 軸直角方向バネ定数 (レベル1地震時)

軸直角方向バネ		算出式	EI (kN・m ²)	β (m ⁻¹)	バネ値
区分	単位				
K_1	KN/m	$4EI \beta^3$	14,251	0.778	26,885
K_2	kN/rad	$2EI \beta^2$	14,251	0.778	17,269
K_3	kN・m/m	$2EI \beta^2$	14,251	0.778	17,269
K_4	kN・m/rad	$2EI \beta$	14,251	0.778	22,186

(5) 杭頭反力および変位の計算

杭頭反力および変位は、変位法によって計算する。変位法による計算は、図-6.1.2 に示すようにフーチング下面の中心を原点0とし、外力 H_o, V_o, M_o を作用させたときの底版の変位 $\delta_x, \delta_y, \alpha$ を求める。

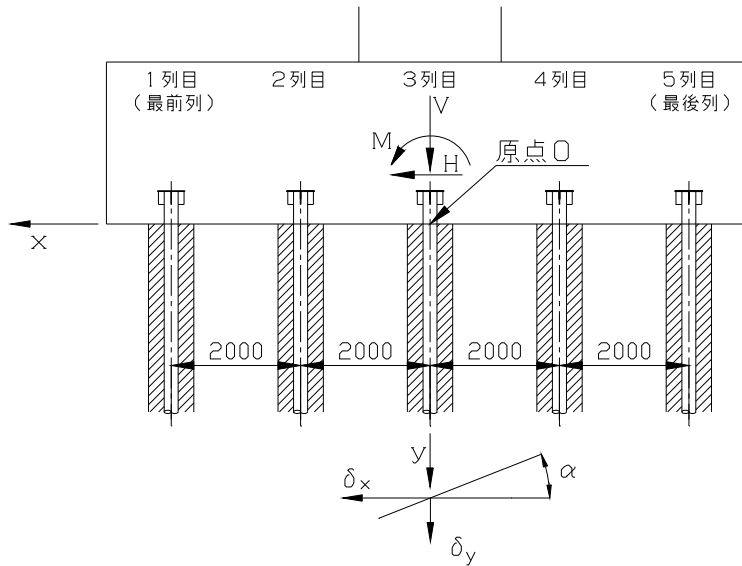


図-6.1.2 変位法による計算座標

このとき、原点の変位は、次の三元連立方程式を解いて求められる。

$$\left. \begin{aligned} A_{xx}\delta_x + A_{xy}\delta_y + A_{x\alpha}\alpha &= H_o \\ A_{yx}\delta_x + A_{yy}\delta_y + A_{y\alpha}\alpha &= V_o \\ A_{\alpha x}\delta_x + A_{\alpha y}\delta_y + A_{\alpha\alpha}\alpha &= M_o \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.1.10)$$

フーチングの底面が水平なため、各係数は次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} A_{xx} &= \sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_V \sin^2 \theta_i) \\ A_{xy} &= A_{yx} = \sum (K_V - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i \\ A_{x\alpha} &= A_{\alpha x} = \sum \{ (K_V - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i \} \\ A_{yy} &= \sum (K_V \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) \\ A_{y\alpha} &= A_{\alpha y} = \sum \{ (K_V \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i + K_2 \sin \theta_i \} \\ A_{\alpha\alpha} &= \sum \{ (K_V \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \sin \theta_i + K_4 \} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.1.11)$$

ここに、

- H_o : フーチングの底面より上に作用する水平荷重 (kN)
- V_o : フーチングの底面より上に作用する鉛直荷重 (kN)
- M_o : 原点0まわりの外力のモーメント (kN.m)
- δ_x : 原点0の水平変位 (m)
- δ_y : 原点0の鉛直変位 (m)
- α : フーチングの回転角 (rad)
- x_i : i番目の杭の杭頭のx座標 (m)
- θ_i : i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (度)

以上の計算の結果、求められたフーチングの原点における変位 ($\delta_x, \delta_y, \alpha$) により、各杭頭に作用する杭軸方向力 P_{Ni} 、杭軸直角方向力 P_{Hi} 、およびモーメント M_{ii} は次式で求まる。

$$\left. \begin{aligned} P_{Ni} &= K_V \delta_{yi}' \\ P_{Hi} &= K_1 \delta_{xi}' - K_2 \alpha \\ M_{ii} &= -K_3 \delta_{xi}' + K_4 \alpha \\ \delta_{xi}' &= \delta_x \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha x_i) \sin \theta_i \\ \delta_{yi}' &= \delta_x \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha x_i) \cos \theta_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.1.12)$$

ここに、

- δ_{xi}' : i 番目の杭の杭頭の軸直角方向変位 (m)
- δ_{yi}' : i 番目の杭の杭頭の軸方向変位 (m)
- K_V : 杭の軸方向バネ定数 (kN/m)
- K_1, K_2, K_3, K_4 : 杭の軸直角方向バネ定数
- x_i : i 番目の杭の杭頭の x 座標 (m)
- θ_i : i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (度)
- P_{Ni} : i 番目の杭の杭軸方向力 (kN)
- P_{Hi} : i 番目の杭の杭軸直角方向力 (kN)
- M_{ii} : i 番目の杭の杭頭に作用する外力としてのモーメント (kN.m)

1) 各係数

表-6.1.13 に変位法に用いる各係数の計算結果を示す。

表-6.1.13 各係数の計算結果

	単位	レベル1 地震時 (橋軸方向、橋軸直角方向)
A_{xx}	kN/m	672,127
A_{xy}, A_{yx}	kN/m	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	kN/rad	-431,737
A_{yy}	kN/m	2,918,696
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	kN/rad	0
$A_{\alpha\alpha}$	kN・m/rad	23,904,216

2) 各杭頭反力および変位の計算結果

変位法によって算出した最前列、最後列の杭頭反力および変位の計算結果を表-6.1.14 に示す。

表-6.1.14 杭頭反力および変位の計算結果

着目点	変位、反力	単位	常 時	レベル1 地震時	
				橋軸方向	橋軸直角
0点 (底版中心) の変位	水平変位 δ_x	mm	—	8.88	8.37
	鉛直変位 δ_y	mm	9.70	8.50	8.50
	回転角 α	rad	—	0.001978	0.002070
1列目 (最前列)	鉛直反力 P_{Ni}	kN/本	1,133	1,916	1,959
	水平反力 P_{Hi}	kN/本	—	205	189
	モーメント M_{ti}	kN・m/本	—	-110	-99
	水平変位 δ_x	mm	—	8.88	8.37
	鉛直変位 δ_y	mm	9.70	16.41	16.78
5列目 (最後列)	鉛直反力 P_{Ni}	kN/本	1,133	69	26
	水平反力 P_{Hi}	kN/本	—	205	189
	モーメント M_{ti}	kN・m/本	—	-110	-99
	水平変位 δ_x	mm	—	8.88	8.37
	鉛直変位 δ_y	mm	9.70	0.59	0.23

(6) 杭基礎の安定照査

杭基礎の許容支持力および許容水平変位量の照査結果を表-6.1.15 に示す。各杭頭反力は許容支持力以下であり、水平変位も許容水平変位量 (15mm) を満足する結果が得られている。

表-6.1.15 杭基礎の安定照査結果

項 目	記号	単位	常 時	レベル1 地震時	
				橋軸方向	橋軸直角
軸方向押込み力	P_N	kN	1,133	1,916	1,959
軸方向許容押込み支持力	R_a	kN	1,357	2,036	2,036
判 定			$P_N < R_a$ O.K	$P_N < R_a$ O.K	$P_N < R_a$ O.K
軸方向引抜き力	P_N	kN	—	発生しない	発生しない
軸方向許容引抜き支持力	P_a	kN	—	1,026	1,026
判 定			—	$P_N < P_a$ O.K	$P_N < P_a$ O.K
設計地盤面での水平変位	δ_x	mm	—	8.9	8.4
許容水平変位量	δ_a	mm	—	15.0	15.0
判 定			—	$\delta_x < \delta_a$ O.K	$\delta_x < \delta_a$ O.K

(7) 杭体の設計

1) 杭各部の断面力の算定方法

軸直角方向力、杭頭モーメントによって発生する杭体各部の曲げモーメントおよびせん断力は、杭体を弾性床土のはりとして求める。

常時、レベル1地震時とも $\beta l > 3$ (常時: 9.7, 地震時: 11.5) のため、以下に示す半無限長の杭として杭各部の変位、曲げモーメント、せん断力を算出する。なお、杭体の設計用曲げモーメントは杭頭剛結合の場合と杭頭ヒンジ結合と考えた場合とを比較して大きい方を用いるものとする。

①杭頭剛結合の場合 (半無限長杭, 土中に埋込まれた杭 ($h=0$))

$$\begin{aligned} \text{杭各部の変位 } y \text{ (m)} \quad y &= \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1 + \beta h_o) \cos \beta x - \beta h_o \sin \beta x] \\ \text{杭各部の曲げモーメント } M \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M &= -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} [\beta h_o \cos \beta x + (1 + \beta h_o) \sin \beta x] \\ \text{杭各部のせん断力 } S \text{ (kN)} \quad S &= -He^{-\beta x} [\cos \beta x - (1 + 2\beta h_o) \sin \beta x] \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (6.1.13)$$

ここに、

- H : 杭軸直角方向力 (kN)
- M_t : 杭頭の外力としてのモーメント (kN・m)
- β : 杭の特性値 (m^{-1})
- x : 杭頭からの深度 (m)
- $h_o = M_t / h$ (m)

②杭頭ヒンジ結合の場合 (半無限長杭, 土中に埋込まれた杭 ($h=0$))

$$\begin{aligned} \text{杭各部の変位 } y \text{ (m)} \quad y &= \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \cos \beta x \\ \text{杭各部の曲げモーメント } M \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M &= -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x \\ \text{杭各部のせん断力 } S \text{ (kN)} \quad S &= -He^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (6.1.14)$$

ここに、

- H : 杭軸直角方向力 (kN)
- M_t : 杭頭の外力としてのモーメント (kN・m)
- β : 杭の特性値 (m^{-1})
- x : 杭頭からの深度 (m)
- $h_o = M_t / h$ (m)

2) 杭各部の曲げモーメント・変位分布

① レベル1地震時（橋軸方向）

レベル1地震時（橋軸方向）における杭各部の曲げモーメント・変位分布を図-6.1.3に示す。

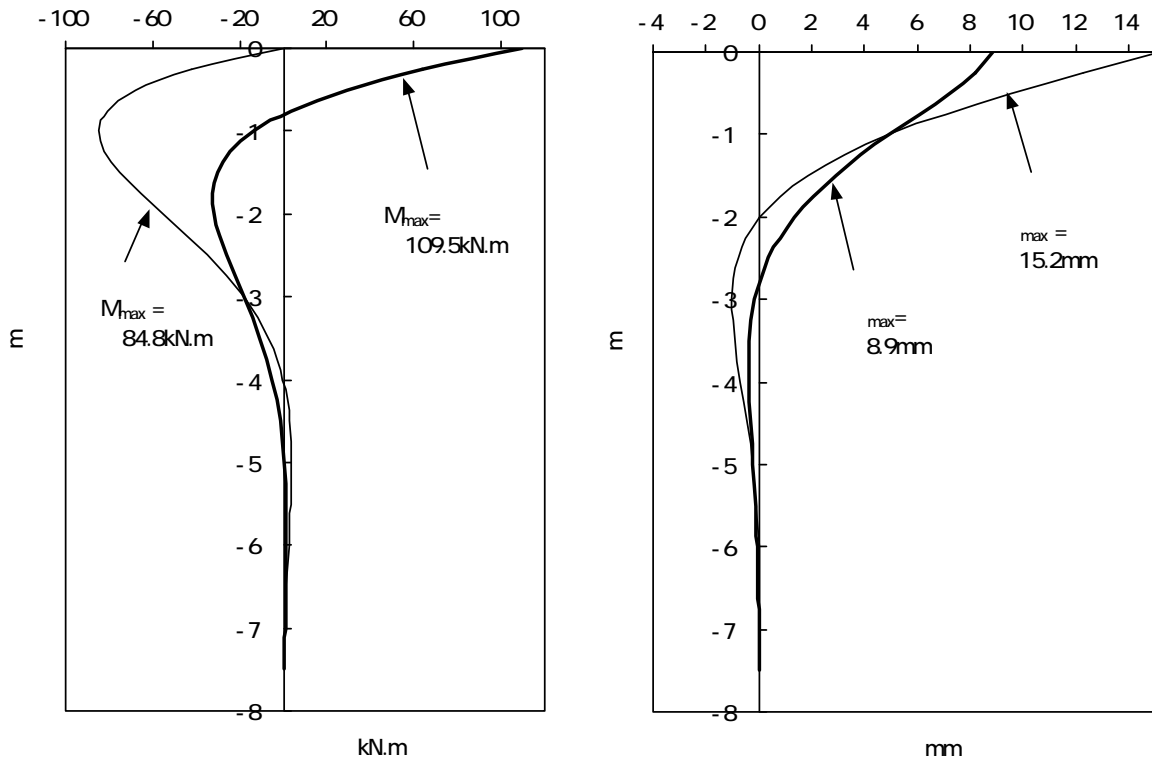


図-6.1.3 レベル1地震時（橋軸方向）のモーメントおよび変位分布

② レベル1地震時（橋軸直角方向）

レベル1地震時（橋軸直角方向）における杭各部の曲げモーメント・変位分布を図-6.1.4に示す。

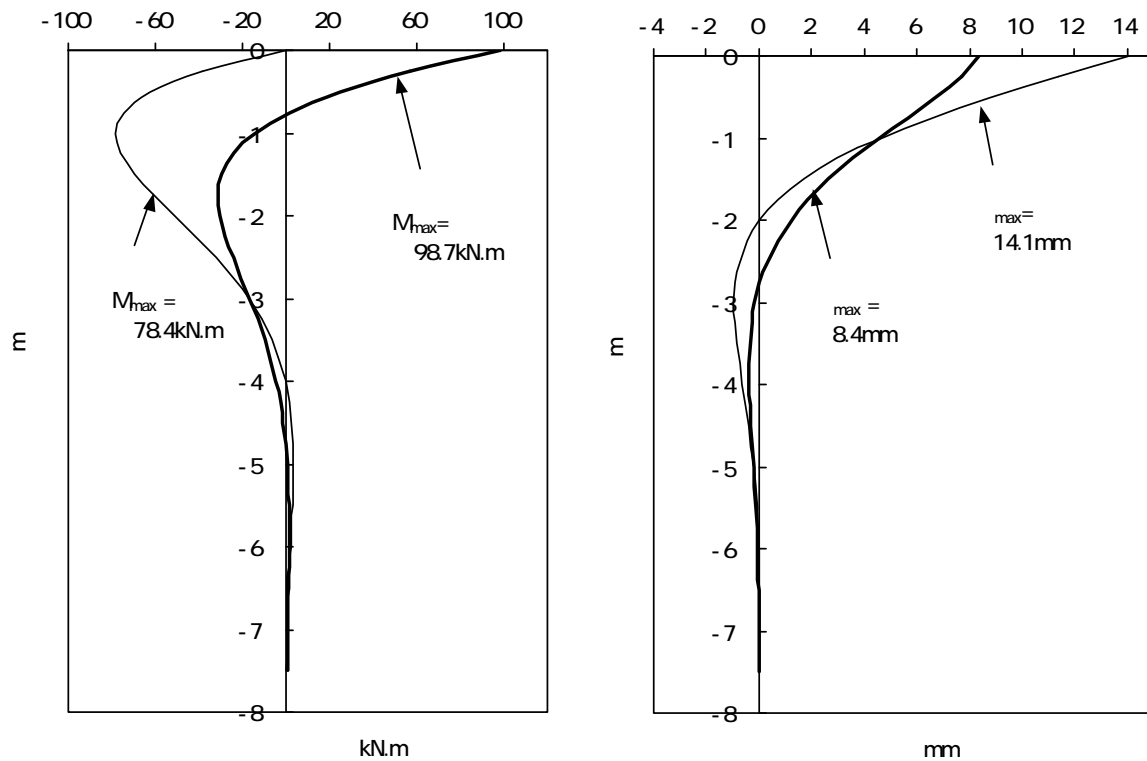


図-6.1.4 レベル1地震時（橋軸直角方向）のモーメントおよび変位分布

(8) 杭体（鋼管）の応力度照査

1) 応力度の照査方法

① 曲げ応力度の照査

杭体に作用する軸力および曲げモーメントにより杭体に生じる応力度は式 (6.1.15) により算出し、鋼管の許容応力度内であることを照査する。

$$\sigma = \frac{P_N}{A} \pm \frac{M}{Z} \dots\dots\dots (6.1.15)$$

ここに、

- σ : 杭体に生じる曲げ応力度 (kN/m²)
- P_N : 杭の軸方向力 (kN)
- A : 鋼管の有効断面積 8.791×10⁻³ (m²)
- M : 曲げモーメント (kN・m) (杭頭ヒンジと比較して値の大きい杭頭固定の結果を用いる)
- Z : 鋼管の有効断面係数 5.369×10⁻⁴ (m³)

② せん断応力度の照査

せん断応力度の照査は、道路橋示方書IVを参照し照査するものとする。

2) 応力度の照査結果

曲げ応力度の照査結果を表-6.1.16 に、せん断応力度の照査結果を表-6.1.17 に示す。

表-6.1.16 鋼管の曲げ応力度の照査

	杭 列	軸力 P_N (kN)	モーメント M (kN・m)	照査側	発生応力度 σ (N/mm ²)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	判 定
レベル1 地震時 橋軸 方向	最前列 (1列目)	1,916	110	圧縮側	422	530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K
				引張側	14	530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K
	最後列 (5列目)	69	110	圧縮側	212	530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K
				引張側	-196	-530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K
レベル1 地震時 橋軸 直角	最前列 (1列目)	1,959	99	圧縮側	407	530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K
				引張側	39	530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K
	最後列 (5列目)	26	99	圧縮側	187	530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K
				引張側	-181	-530	$\sigma < \sigma_{sa}$ O.K

表-6.1.17 鋼管のせん断応力度の照査

	せん断力 S (kN)	有効断面積 A (m ²)	発生応力度 τ (N/mm ²)	許容応力度 τ_a (N/mm ²)	判 定
レベル1地震時(橋軸方向)	205	8.791×10 ⁻³	23	300	$\tau < \tau_a$ O.K
レベル1地震時(橋軸直角)	189	8.791×10 ⁻³	21	300	$\tau < \tau_a$ O.K

(9) 杭頭結合部の設計

杭頭結合部の概要を図-6.1.5 に示す。

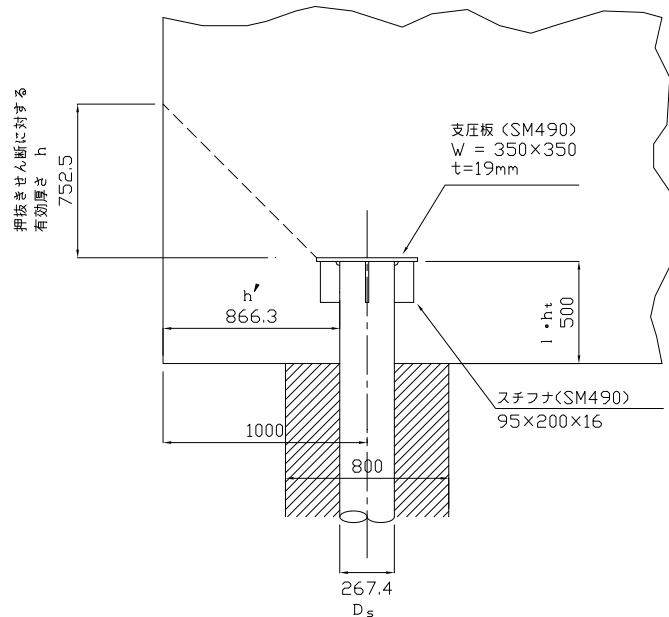


図-6.1.5 杭頭結合部の概要

1) 押込み力に対する照査

① フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P_c}{W^2} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (6.1.16)$$

ここに、

- σ_{cv} : 垂直支圧応力度 (kN/m^2)
- σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (kN/m^2)
- P_c : 軸方向押込み力 (kN)
- W : 支圧板の幅 (m)

i) 常時

$$\sigma_{cv} = \frac{1,133}{0.35 \times 0.35} = 9249 kN/m^2 = 9.2 N/mm^2 \leq \sigma_{ca} (12 N/mm^2)$$

ii) レベル1地震時

$$\text{橋軸方向 } \sigma_{cv} = \frac{1916}{0.35 \times 0.35} = 15643 kN/m^2 = 15.6 N/mm^2 \leq \sigma_{ca} (18 N/mm^2)$$

$$\text{橋軸直角 } \sigma_{cv} = \frac{1959}{0.35 \times 0.35} = 15995 kN/m^2 = 16.0 N/mm^2 \leq \sigma_{ca} (18 N/mm^2)$$

② フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{P}{4(W+h)h} \leq \tau_a \dots\dots\dots (6.1.17)$$

ここに、

- τ_v : 垂直方向の押抜きせん断応力度 (kN/m^2)
- τ_a : コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (kN/m^2)
- P : 軸方向押込み力 (kN)
- W : 支圧板の幅 (m)
- h : 垂直方向の押抜きせん断に抵抗するコンクリートの有効厚さ (m)

i) 常時

$$\tau_v = \frac{1133}{4(0.35 + 0.753)0.753} = 341kN/m^2 = 0.34N/mm^2 \leq \tau_a (0.9N/mm^2)$$

ii) レベル1地震時

橋軸方向 $\tau_v = \frac{1916}{4(0.35 + 0.753)0.753} = 577kN/m^2 = 0.58N/mm^2 \leq \tau_a (0.9N/mm^2)$

橋軸直角 $\tau_v = \frac{1959}{4(0.35 + 0.753)0.753} = 590kN/m^2 = 0.59N/mm^2 \leq \tau_a (0.9N/mm^2)$

2) 水平力および曲げモーメントに対する照査

①フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D_s l} + \frac{6M}{D_s l^2} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (6.1.18)$$

ここに、

- σ_{ch} : 水平支圧応力度 (kN/m^2)
- σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (kN/m^2)
- H : 軸直角方向力 (kN)
- M : 曲げモーメント ($kN.m$)
- D_s : 鋼管の外径 (m)
- l : 鋼管のフーチングコンクリートへの埋込み長 (m)

i) レベル1地震時 (橋軸方向)

$$\sigma_{ch} = \frac{205}{0.2674 \times 0.5} + \frac{6 \times 110}{0.2674 \times 0.5^2} = 11358kN/m^2 = 11.4N/mm^2 \leq \sigma_{ca} (18N/mm^2)$$

ii) レベル1地震時 (橋軸直角)

$$\sigma_{ch} = \frac{189}{0.2674 \times 0.5} + \frac{6 \times 99}{0.2674 \times 0.5^2} = 10271kN/m^2 = 10.3N/mm^2 \leq \sigma_{ca} (18N/mm^2)$$

②フーチングコンクリートの水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l + D_s + 2h')} \leq \tau_a \dots\dots\dots (6.1.19)$$

ここに、

- τ_h : 水平方向の押抜きせん断応力度 (kN/m^2)
- τ_a : コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (kN/m^2)
- H : 軸直角方向力 (kN)
- h' : 水平方向の押抜きせん断に抵抗するコンクリートの有効厚さ (m)
- D_s : 鋼管の外径 (m)
- l : 鋼管のフーチングコンクリートへの埋込み長 (m)

i) レベル1地震時(橋軸方向)

$$\tau_h = \frac{205}{0.8663(2 \times 0.5 + 0.2674 + 2 \times 0.8663)} = 79kN/m^2 = 0.08N/mm^2 \leq \tau_a(0.9N/mm^2)$$

ii) レベル1地震時(橋軸直角)

$$\tau_h = \frac{189}{0.8663(2 \times 0.5 + 0.2674 + 2 \times 0.8663)} = 73kN/m^2 = 0.07N/mm^2 \leq \tau_a(0.9N/mm^2)$$

3) 支圧板の設計

支圧板の単位幅あたりに生じる曲げモーメントを簡便に鋼管縁からの片持ち梁として算定し、支圧板の必要厚さを求める。支圧板に生じる単位幅当たりの最大曲げモーメントは次式により求める。

$$M_{max} = \frac{1}{2} \left(\frac{W - D_s}{2} \right)^2 p \dots\dots\dots (6.1.20)$$

ここに、

- M_{max} : 支圧板の最大曲げモーメント ($kN \cdot m$)
- W : 支圧板の幅 0.35(m)
- D_s : 鋼管の外径 0.2674(m)
- p : 支圧板単位幅あたりに発生する分布荷重 (kN/m)

計算の結果、常時の M_{max} は 7.89kN.m、レベル1地震時は橋軸方向で 13.34kN.m、橋軸直角で 13.64kN.m となる。

次に、支圧板の必要厚さを次式により求める。

$$\text{支圧板必要厚さ } t = \sqrt{\frac{M_{max}}{\sigma_a} \times 6} \dots\dots\dots (6.1.21)$$

ここに、

- σ_a : 支圧板 (SM490) の許容曲げ応力度
 常時 : 185000kN/m²、レベル1地震時 : 277500kN/m²

・ 常時の支圧板必要厚さ $t = \sqrt{\frac{7.89}{185000}} \times 6 \times 1000 = 16.0mm$

・ レベル1地震時（橋軸方向）の支圧板必要厚さ $t = \sqrt{\frac{13.34}{277500}} \times 6 \times 1000 = 17.0mm$

・ レベル1地震時（橋軸直角）の支圧板必要厚さ $t = \sqrt{\frac{13.64}{277500}} \times 6 \times 1000 = 17.2mm$

したがって、支圧板の厚さは **19mm** とする。

(10) 鋼管加工例

図-6.1.6 に鋼管加工例、杭頭詳細図を示す。

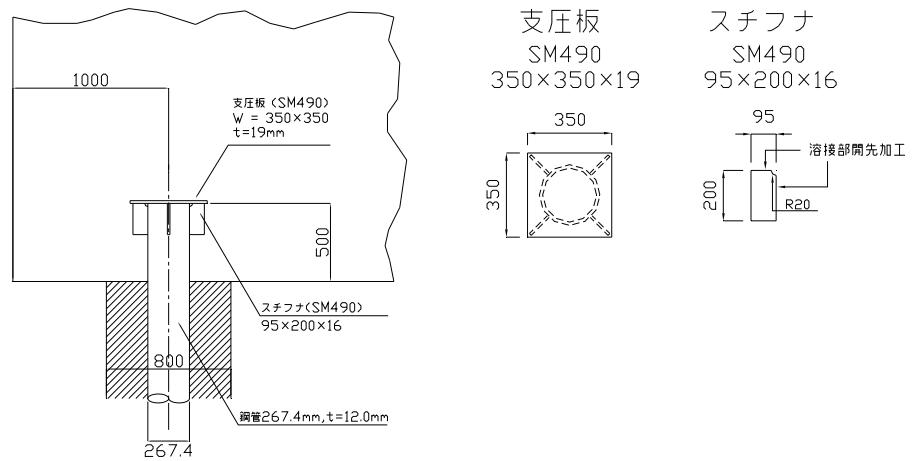
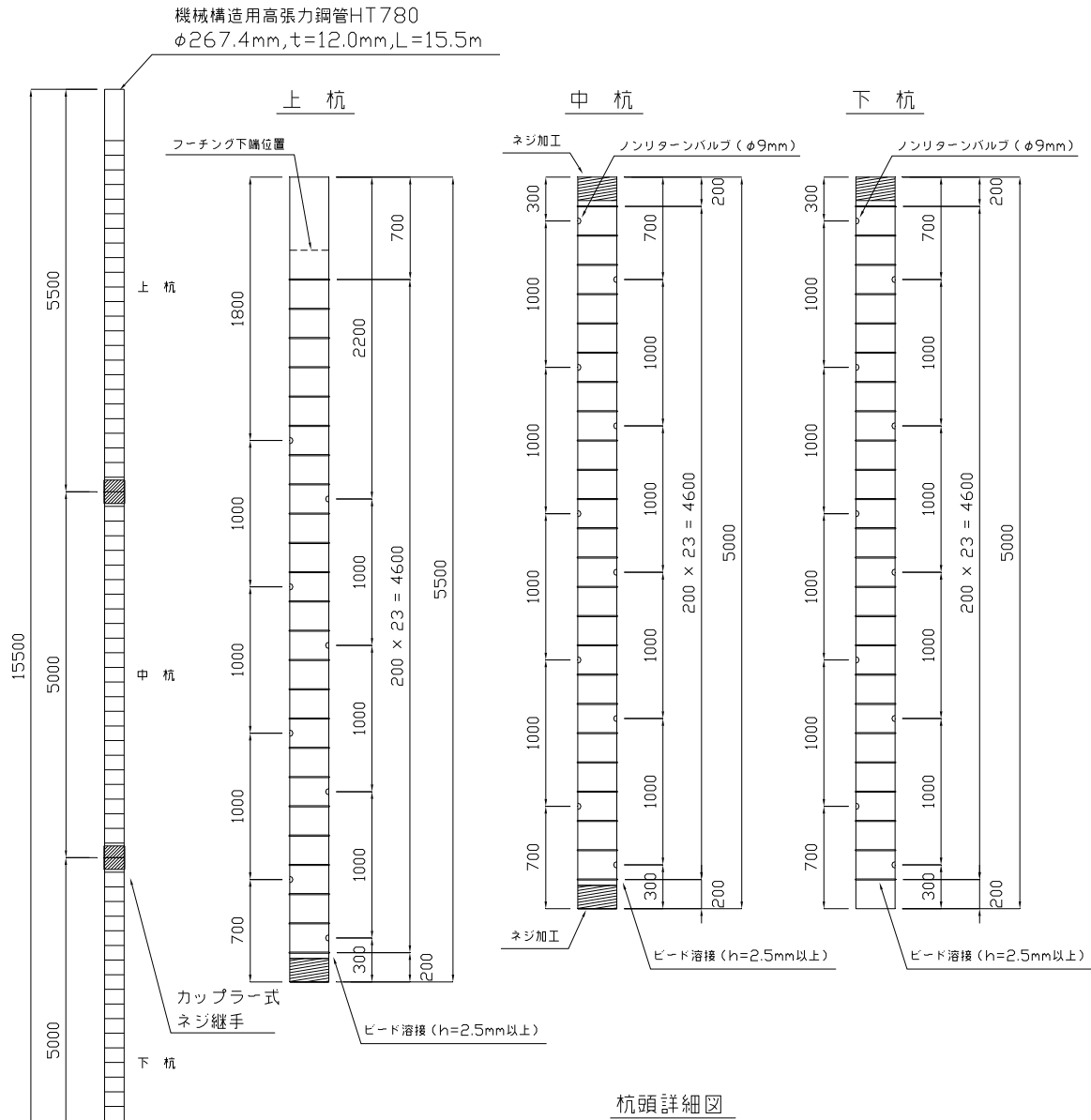


図-6.1.6 鋼管加工例

6.1.4 レベル2地震時の設計

(1) 概要

STMP タイプⅡにより構成される杭基礎の耐震設計（レベル2地震時）を道路橋示方書¹⁾の地震時保有水平耐力法に準じて行う。基礎に死荷重、および、橋脚の保有水平耐力により決定された設計水平震度に相当する地震時慣性力が作用した場合、基礎の降伏に達しないこと、基礎に生じる断面力および基礎の変位を照査するものとする。なお、本設計計算例では、地震時に橋に影響を与える液状化は発生しないこととする。

(2) 設計照査に用いる荷重

地震時保有水平耐力法の設計照査に用いるフーチング底面での作用外力を表-6.1.18に示す。

表-6.1.18 地震時保有水平耐力法におけるフーチング底面での設計外力

	設計水平震度	鉛直荷重 V_o (kN)	水平荷重 H_o (kN)	モーメント M_o (kN・m)
橋軸方向	$k_{hp}=0.76$ $k_{hG}=0.70$	24,821	15,025	131,104
橋軸直角方向	$k_{hp}=0.66$ $k_{hG}=0.70$	24,821	13,933	132,203

(3) 解析モデル

杭基礎は、フーチングを剛体とし杭頭がフーチングに連結されたラーメン構造としてモデル化する。解析は図-6.1.7に示すように各抵抗特性の非線形性を考慮した2次元フレーム解析で行う。

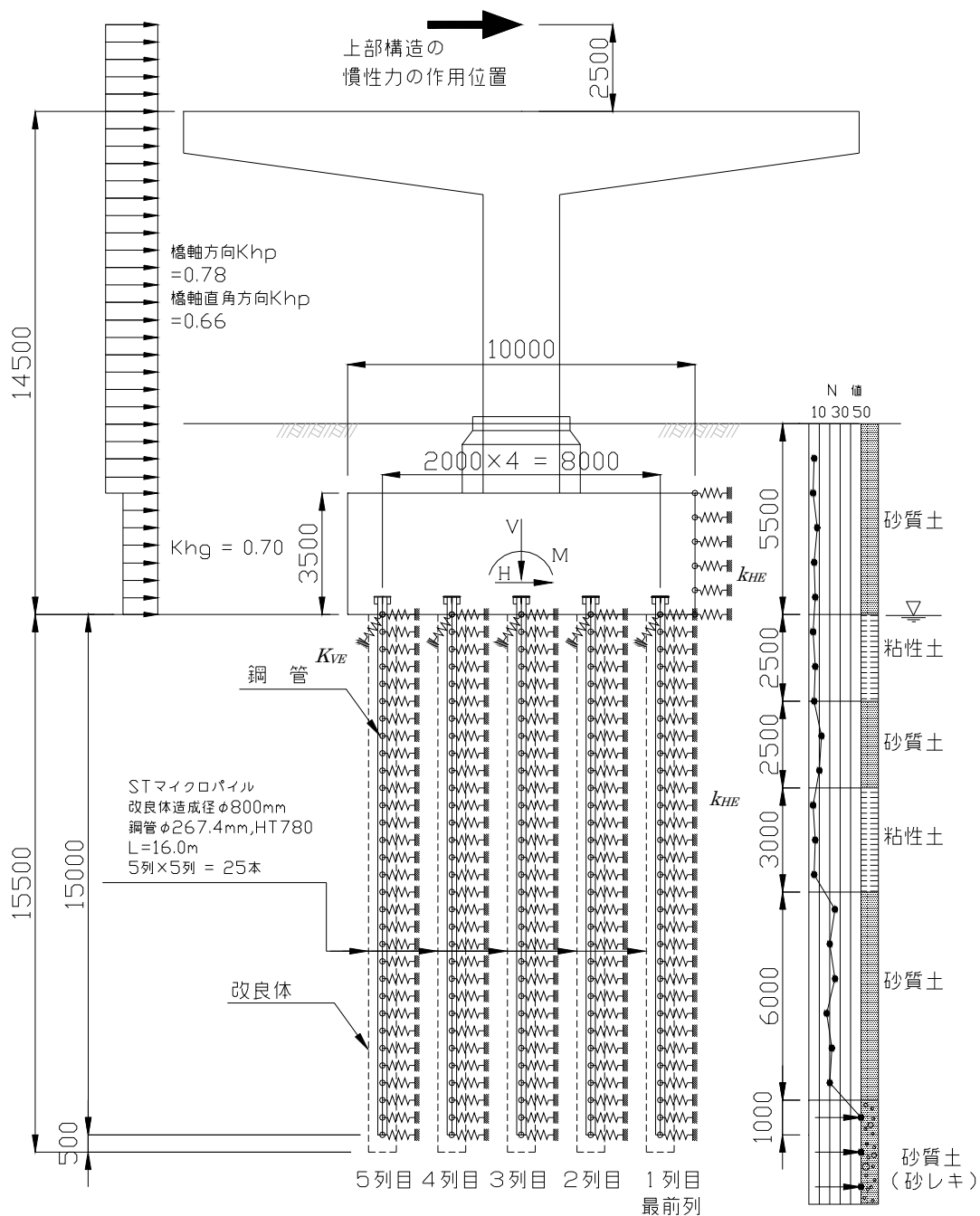


図-6.1.7 地震時保有水平耐力法における STMP タイプII から構成される杭基礎の解析モデル

(4) 杭の軸方向の抵抗特性

杭の軸方向抵抗特性は、杭の軸方向バネ定数 K_{VE} を初期勾配とし、押し込み支持力の上限値 P_{NU} および引抜き支持力の上限値 P_{TU} を上限値とする弾塑性型としてモデル化する。

1) 杭の軸方向バネ定数 K_{VE}

$$K_{VE} = 116,748 \text{ kN/m} \quad (6.1.3(4)\text{より})$$

2) 押し込み支持力の上限值 P_{NU}

押し込み支持力の上限値は、以下に示す地盤から決まる極限支持力、鋼管耐力の最小値とする。

$$P_{NU} = \min(R_U, R_{PU}) \quad \dots\dots\dots (6.1.22)$$

ここに、

P_{NU} : 押し込み支持力の上限值 (kN)

R_U : 地盤から決まる杭の極限押し込み支持力 (kN)

R_{PU} : 杭体 (鋼管) の耐力 (kN)

①地盤から決まる杭の極限押し込み支持力 R_U

$$R_U = 4,072 \text{ kN} \quad (6.1.3(2) 1) \text{ ①より}$$

②杭体 (鋼管) の耐力 R_{PU}

$$R_{PU} = \sigma_y \times A_s = 690 \times 8.791 \times 10^3 \times 10^{-3} = 6,066 \text{ kN}$$

以上より、 $P_{NU} = \min(R_U, R_{PU}) = 4,072 \text{ kN}$ となる。

3) 引抜き支持力の上限值 P_{TU}

引抜き支持力の上限値は、以下に示す地盤から決まる極限支持力に杭の有効重量を加えた値と鋼管耐力のうち、最小値として求める。

$$P_{TU} = \min(P_U + W, P_{PU}) \quad \dots\dots\dots (6.1.23)$$

ここに、

P_{TU} : 引抜き支持力の上限值 (kN)

P_U : 地盤から決まる杭の極限引抜き支持力 (kN)

W : 杭の有効重量 (kN) = 88kN

P_{PU} : 杭体 (鋼管) の耐力 (kN) = $R_{PU} = 6,066 \text{ kN}$

$$P_U = 2,815 \text{ kN} \quad (6.1.3 (2) 2) \text{ より}$$

$$P_U + W = 2,815 + 88 = 2,903 \text{ kN}$$

以上より、 $P_{TU} = \min(P_U + W, P_{PU}) = 2,903 \text{ kN}$ となる。

(5) 杭の軸直角方向の抵抗特性

杭の軸直角方向の抵抗特性は、地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 K_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を有する弾塑性型としてモデル化する。なお、実際のフレーム解析において各節点に設定するバネは、これら k_{HE} 、 P_{HU} に杭径、要素長を乗じる必要があるが、杭径としては改良体の水平地盤抵抗幅 D' (水平抵抗に関する設計上の杭径) を用いることに注意しなければならない。

1) 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 K_{HE}

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad \dots\dots\dots (6.1.24)$$

ここに、

k_{HE} : 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

η_k : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数 (= 2/3)

α_k : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数 (= 1.5)

k_H : 地震時 (震度法) の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

各層における地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数を表-6.1.19 に示す。

表-6.1.19 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数

	地盤の種類	層厚 (m)	地震時 (震度法) の水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m ³)	補正係数 $\eta_k \alpha_k$	地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m ³)
第1層	粘性土	2.50	41,855	1.0	41,855
第2層	砂質土	2.50	83,709	1.0	83,709
第3層	粘性土	3.00	41,855	1.0	41,855
第4層	砂質土	6.00	167,418	1.0	167,418
第5層	砂質土	1.00	418,546	1.0	418,546

2) 水平地盤反力度の上限値 P_{HU}

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p P_U \quad \dots\dots\dots (6.1.25)$$

ここに、

P_{HU} : 地震時保有水平耐力法に用いる水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

η_p : 群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数

粘性土地盤 $\eta_p = 1.0$

砂質地盤 $\eta_p \alpha_p = \text{荷重載荷直角方向の杭中心間隔} / \text{改良体の水平地盤抵抗幅 } D'$
(ただし、 $\leq \alpha_p$)

α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

粘性土地盤 $\alpha_p = 1.5$ 、砂質地盤 $\alpha_p = 3.0$

P_U : 地震時の受働土圧強度 (kN/m²) で、道路橋示方書に準じクーロン土圧による受働土圧係数を用いて求める。

ただし、砂質地盤における最前列以外の杭については、水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を最前列の値の 1/2 とする。

各深度における水平地盤反力度の上限値を表-6.1.20 に示す。

表-6.1.20 地震時保有水平耐力法に用いる水平地盤反力度の上限值

	地盤種類	層厚 (m)	粘着力 C (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	壁面摩擦角 δ_E (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 P_U (kN/m ²)	水平地盤反力度の上限值 (kN/m ²)		
									$\eta_p \alpha_p$	P_{HU}	
										1列目	2列目以降
第1層	粘性土	2.50	30	0	0.0	8	1.000	153.50 173.50	1.50	230.3 260.3	230.3 260.3
第2層	砂質土	2.50	0	27	-4.5	8	3.035	344.52 405.22	3.00	1033.6 1215.7	516.8 707.9
第3層	粘性土	3.00	30	0	0.0	8	1.000	193.50 217.50	1.50	230.3 260.3	230.3 260.3
第4層	砂質土	6.00	0	30	-5.0	10	3.505	552.06 762.34	3.00	1656.2 2287.0	828.1 1143.5
第5層	砂質土	1.00	0	40	-6.7	10	5.996	1304.13 1364.09	3.00	3912.4 4092.3	1956.2 2046.2

注) フーチング底面の土被りは 5.5m である。

(6) 杭体の曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ の関係

STMP タイプ II の杭体の曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ の関係は、鋼管のみを考慮し、道路橋示方書の鋼管杭に準じて全塑性モーメント M_p を上限とする弾塑性型とする。全塑性モーメント M_p および勾配変化点 Y' の曲率 ϕ_p は 4.2.4 により求める。ここで、杭体の曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ の関係は、死荷重が作用したときの杭頭反力を軸力として算出した。

表-6.1.21 に STMP タイプ II の曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ の関係を示す。

表-6.1.21 杭体の曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ の関係

鋼種	鋼管径 (mm)	肉厚 (mm)	軸力 $PN = 24,821\text{kN}/25\text{本} = 993\text{kN}/\text{本}$			
			降伏時		全塑性時	
			ϕ_y (1/m)	M_y (kN.m)	$\phi_{y'}$ (1/m)	M_p (kN.m)
機械構造用高張力鋼管 HT780	267.4	11.0	2.071×10^{-2}	309.9	3.177×10^{-2}	475.4

注) 肉厚は腐食しろ 1mm を考慮した板厚を示す。

(7) フーチング前面地盤の水平抵抗特性

本設計計算例は、フーチング前面の地盤が長期的に安定して存在しており、また良質であるものとして、フーチング前面地盤の水平抵抗を考慮する。フーチング前面地盤の水平抵抗特性は、水平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限值 P_{HU} を有する弾塑性型としてモデル化する。ここで、フーチング前面地盤の N 値としては、原地盤の条件より $N=7$ とした。

1) フーチング前面地盤の水平方向地盤反力係数 k_{HE}

フーチング前面地盤の水平方向地盤反力係数 k_{HE} は、道路橋示方書IVに準じて算出する。

$$k_{HE} = \alpha_k k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (6.1.26)$$

$$= 9,974 \text{ kN} / \text{m}^3$$

ここに、

k_{HO} : 水平方向地盤反力係数 $k_{HO} = 93,333 \text{ kN} / \text{m}^3$

B_H : フーチング前面の換算載荷幅

$$B_H = B_e = 10 \text{ m} \quad (\text{ただし、} B_H \leq \sqrt{B_e L_e} = \sqrt{10 \times 3.5} = 5.916 \text{ m})$$

したがって、 $B_H = 5.916 \text{ m}$ となる。

B_e : フーチング有効前面幅で、 $B_e = 10.0 \text{ m}$

L_e : フーチングの有効根入れ長で、 $L_e = 3.5 \text{ m}$

α_k : k_H の推定に用いる補正係数で、 $\alpha_k = 1.0$

2) フーチング前面地盤の水平地盤反力度の上限値 P_{HU}

フーチング前面地盤の水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を、道路橋示方書IVに準じて算出する。

$$P_{HU} = \alpha_p P_{EP} \dots\dots\dots (6.1.27)$$

ここに、

α_p : 水平地盤反力度の上限値の割増し係数で、次式により求める。

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0$$

z : 地盤面からの深さ (m)

B_e : フーチング有効前面幅 (m)

P_{EP} : 深さ z における地震時の受働土圧強度 (kN/m²)

フーチング前面地盤のせん断抵抗角を $\phi = 23^\circ$ 、単位体積重量を $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ とした。

表-6.1.22 にフーチング前面地盤の水平地盤反力度上限値 P_{HU} の計算結果を示す。

表-6.1.22 フーチング前面地盤の水平地盤反力度の上限値 P_{HU}

	水平方向 地盤反力 係数 k_{HE} (kN/m ³)	受働土圧 係 数 K_{EP}	フーチン グの前面 有効幅 B_e (m)	地盤面 からの 深さ z (m)	受働土圧 強度 P_{EP} (kN/m ²)	水平地盤 反力度の 上限値の 割増し係 数 α_p	水平地盤反力 度の上限値 P_{HU} (kN/m ²)
フーチング 上面	9,974	2.528	10.00	2.0	85.96	1.100	94.56
フーチング 下面				5.5	236.40	1.275	301.41

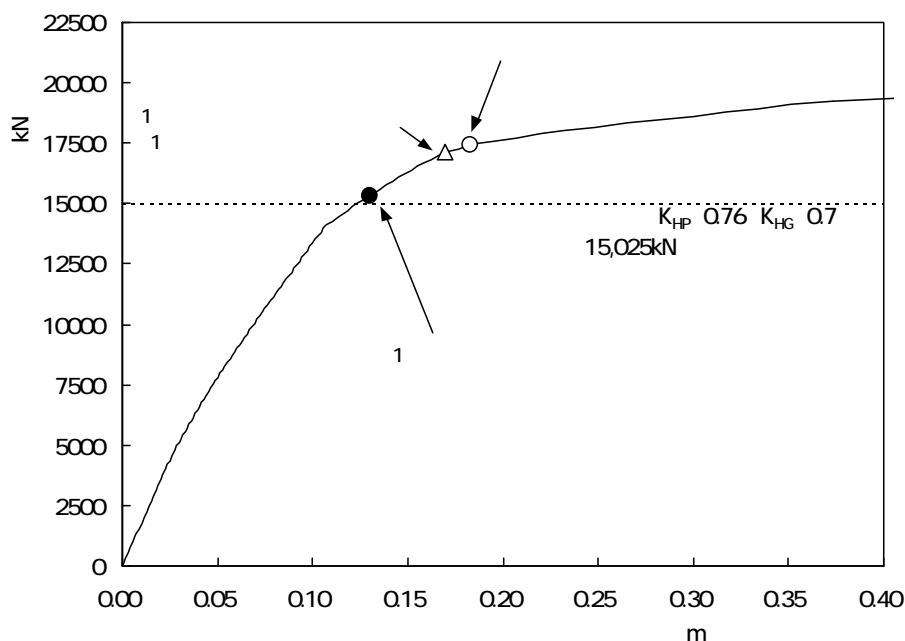
(8) 橋軸方向に対する安全性の判定

非線形解析により得られた地震時慣性力と上部構造の慣性力作用位置での水平変位関係を図-6.1.8 に示す。また、上部構造および橋脚躯体に設計水平震度 $k_{hp}=0.76$ 、フーチングに設計水平震度 $k_{hg}=0.70$ に相当する慣性力 (表-6.1.18) を作用させた場合に基礎に生じる断面力、杭頭反力、基礎の変位などを表-6.1.23 に示す。

表-6.1.23 によれば、杭体は降伏しておらず、また、各杭の杭頭反力は押込み支持力の上限値に達していない。したがって、基礎の設計に考慮する荷重に対して基礎は降伏しないと判定される。

杭頭における水平変位 δ_{FO} およびフーチングの回転角 α_{FO} はいずれも基礎の制限値の目安以下となっている。

以上より、杭基礎の安全性の判定を満足する。



	基礎に作用させる慣性力 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
1	15,025	41.0	0.005691	0.124	設計水平荷重に達する (杭基礎は降伏に達していない)
2	15,175	43.2	0.005759	0.127	1~5列目 (杭全列) 杭頭部 鋼管の降伏に達した (基礎の降伏)
3	17,128	73.6	0.006649	0.170	1列目 (最前列) 押込み支持力の上限値に達した
4	17,128	73.6	0.006649	0.170	1列目 杭頭部 鋼管の全塑性モーメントに達した
5	17,429	81.1	0.006979	0.182	2,3,4,5列目 杭頭部 鋼管の全塑性モーメントに達した

図-6.1.8 基礎に作用させる慣性力～上部構造の慣性力作用位置での水平変位関係 (橋軸方向)

表-6. 1. 23 杭基礎の安全性の判定 (橋軸方向)

			1 列目	2 列目	3 列目	4 列目	5 列目	
基礎 の 耐力 の 照査	最大曲げ モーメント	M	kN・m	302.8	302.8	302.8	302.8	302.8
	降伏曲げ モーメント	M_y	kN・m	309.9	309.9	309.9	309.9	309.9
	判 定	—	—	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$
				杭体は降伏しない OK				
	杭頭の 鉛直反力	P_N	kN	3,651	2,322	993	-336	-1,665
	支持力の 上限値	P_{NU} P_{TU}	kN	4,072	4,072	4,072	-2,903	-2,903
判 定	—	—	$P_N \leq P_{NU}$	$P_N \leq P_{NU}$	$P_N \leq P_{NU}$	$P_N \leq P_{TU}$	$P_N \leq P_{TU}$	
			支持力の上限値に達しない OK					
基礎 の変位 の 照査	杭頭における 水平変位	δ_{FO}	m	0.041				
	水平変位の 制限値の目安	δ_{FOa}	m	0.400				
	判 定	—	—	$\delta_{FO} \leq \delta_{FOa}$ OK				
	フーチングの 回転角	α_{FO}	rad	0.006				
	回転角の 制限値の目安	α_{FOa}	rad	0.025				
	判 定	—	—	$\alpha_{FO} \leq \alpha_{FOa}$ OK				

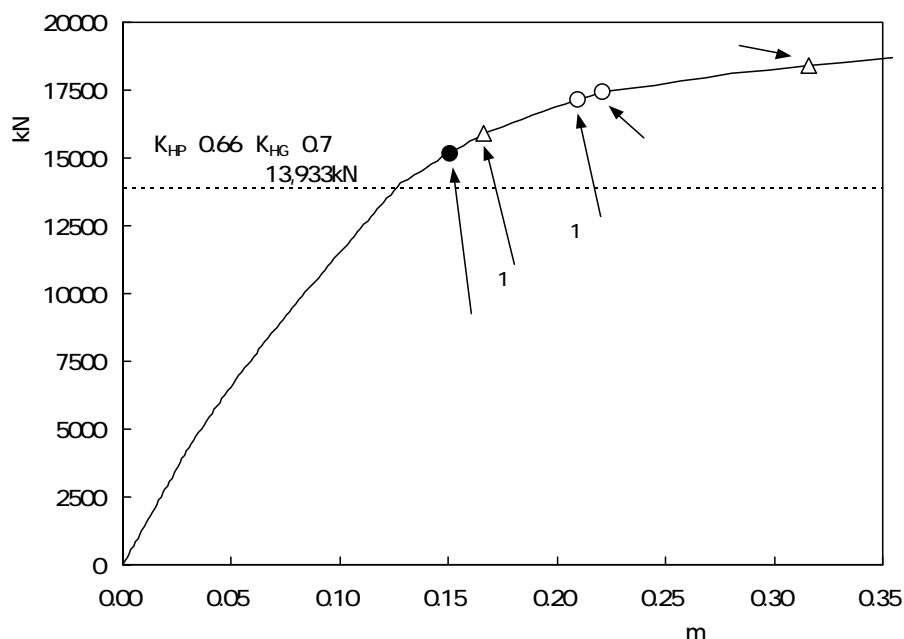
(9) 橋軸直角方向に対する安全性の判定

非線形解析により得られた地震時慣性力と上部構造の慣性力作用位置での水平変位関係を図-6.1.9 に示す。また、上部構造および橋脚躯体に設計水平震度 $k_{hp}=0.66$ 、フーチングに設計水平震度 $k_{HG}=0.70$ に相当する慣性力（表-6.1.18）を作用させた場合に基礎に生じる断面力、杭頭反力、基礎の変位などを表-6.1.24 に示す。

表-6.1.24 によれば、杭体は降伏しておらず、また、各杭の杭頭反力は押し込み支持力の上限値に達していない。したがって、基礎の設計に考慮する荷重に対して基礎は降伏しないと判定される。

杭頭における水平変位 δ_{FO} およびフーチングの回転角 α_{FO} はいずれも基礎の制限値の目安以下となっている。

以上より、杭基礎の安全性の判定を満足する。



	基礎に作用させる慣性力 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
1	13,933	30.2	0.00566	0.126	設計水平荷重に達する (杭基礎は降伏に達していない)
2	15,187	44.3	0.00626	0.151	1~5 列目 (杭全列) 杭頭部 鋼管の降伏に達した (基礎の降伏)
4	15,884	53.9	0.00660	0.166	1 列目 (最前列) 押し込み支持力の上限値 (基礎の降伏)
5	17,138	76.2	0.00782	0.209	1 列目 杭頭部 鋼管の全塑性モーメントに達した
6	17,416	83.2	0.00810	0.221	2,3,4,5 列目 杭頭部 鋼管の全塑性モーメントに達した
7	18,531	178.9	0.00901	0.332	5 列目 (最後列) 引抜き支持力の上限値に達した

図-6.1.9 基礎に作用させる慣性力～上部構造の慣性力作用位置での水平変位関係 (橋軸直角方向)

表-6.1.24 杭基礎の安全性の判定（橋軸直角方向）

			1 列目	2 列目	3 列目	4 列目	5 列目	
基礎 の 耐力 の 照 査	最大曲げ モーメント	M	kN・m	229.5	229.5	229.5	229.5	229.5
	降伏曲げ モーメント	M_y	kN・m	309.9	309.9	309.9	309.9	309.9
	判 定	—	—	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$	$M \leq M_y$
				杭体は降伏しない OK				
	杭頭の 鉛直反力	P_N	kN	3,636	2,314	993	-329	-1,650
	押込み支持力 の上限値	P_{NU} P_{TU}	kN	4,072	4,072	4,072	-2,903	-2,903
	判 定	—	—	$P_N \leq P_{NU}$	$P_N \leq P_{NU}$	$P_N \leq P_{NU}$	$P_N \leq P_{TU}$	$P_N \leq P_{TU}$
支持力の上限値に達しない OK								
基礎 の 変 位 の 照 査	杭頭における 水平変位	δ_{FO}	m	0.030				
	水平変位の 制限値の目安	δ_{FOa}	m	0.400				
	判 定	—	—	$\delta_{FO} \leq \delta_{FOa}$ OK				
	フーチングの 回転角	α_{FO}	rad	0.006				
	回転角の 制限値の目安	α_{FOa}	rad	0.025				
	判 定	—	—	$\alpha_{FO} \leq \alpha_{FOa}$ OK				

[参考文献]

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，1996.

6.2 既設橋梁基礎の耐震補強

6.2.1 概要

ST マイクロパイルによる既設橋梁基礎の耐震補強について、設計計算例を示すものである。既設基礎のモデルは、「日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料」¹⁾を引用した。

なお、本既設基礎の周辺地盤は地震時に液状化が発生するが、ここでは、ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の設計モデルを示すこと主な目的としているため、非液状化時を対象とした場合に必要な杭諸元、レベル1およびレベル2地震時に対する詳細な設計モデル、照査結果等を主に示すこととした。液状化時に必要な杭諸元や照査結果については、報告書²⁾を参照されたい。

6.2.2 既設基礎の設計条件

(1) 構造条件

本設計計算例で対象とする既設の鉄筋コンクリート橋脚の設計条件を以下に示す。

1) 適用基準

- ・鋼道路橋示方書；昭和 39 年 6 月 (社) 日本道路協会
- ・道路橋下部構造設計指針杭基礎の設計編；昭和 39 年 3 月 (社) 日本道路協会

2) 重要度の区分等

重要度の区分：B種の橋

地域区分：A地域

設計水平震度： $k_h = 0.25$ (レベル1地震時)

3) 上部工構造

形式：単純鋼 I げた橋

支間長：26.0m

幅員：全幅員 11.0m

支持条件：可動

支承の種類：支承板支承 (鋼製)

4) 下部構造 (図-6.2.1～図-6.2.2 参照)

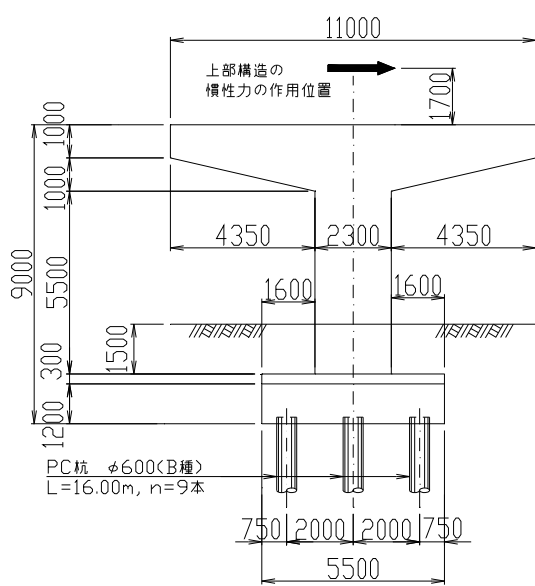
橋脚：単柱式橋脚 (T 形橋脚)、矩形断面 2.30m×1.70m

基礎：打込み PC 杭 $\phi 600$ mm

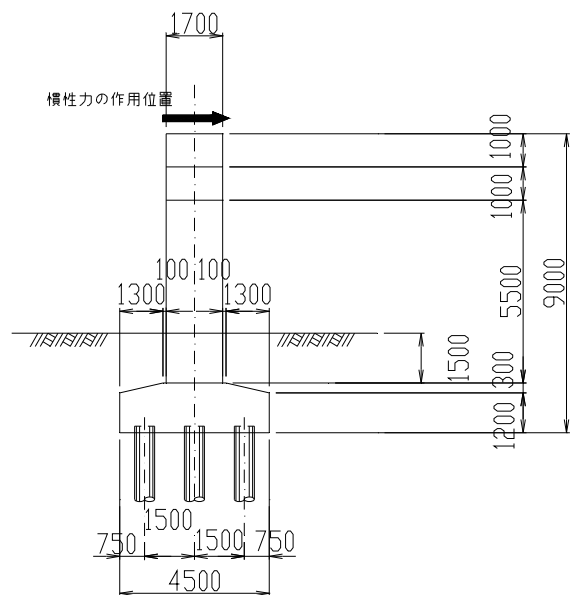
使用材料：表-6.2.1 に示す。

表-6.2.1 既設基礎の使用材料

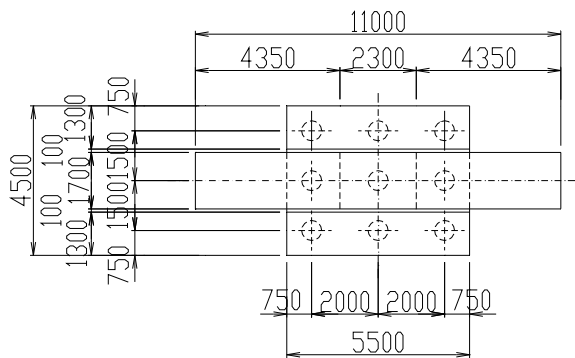
部 材	コンクリート	鉄 筋
橋 脚	$\sigma_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$	SD295
フーチング	$\sigma_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$	
杭	PC 杭 B 種 ($\sigma_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$) 中詰めコンクリート ($\sigma_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$)	



(a) 正面図

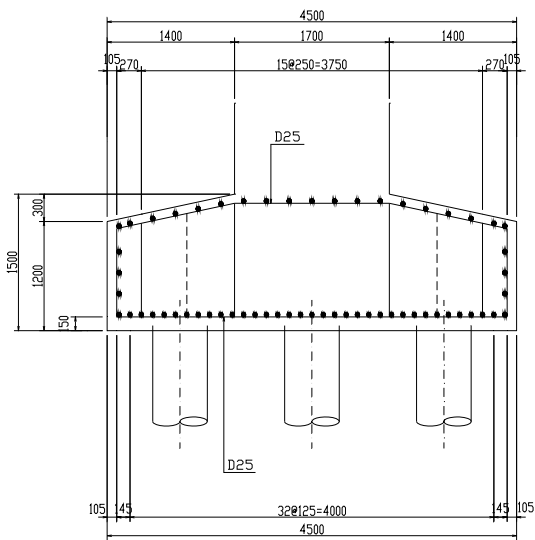


(b) 側面図

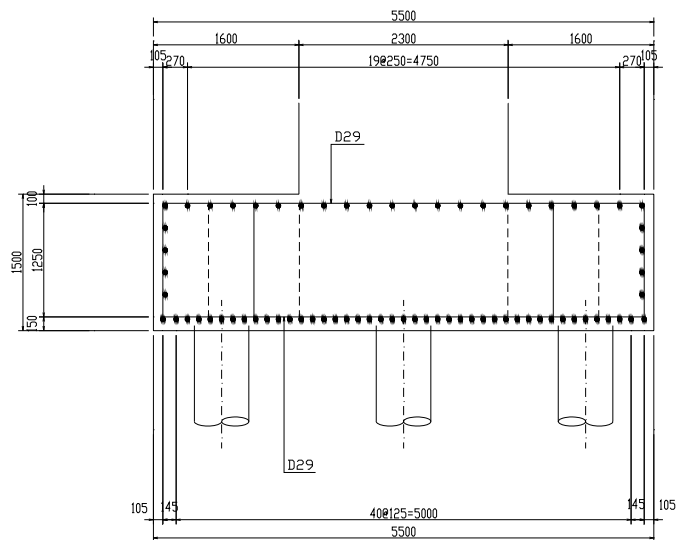


(c) 平面図

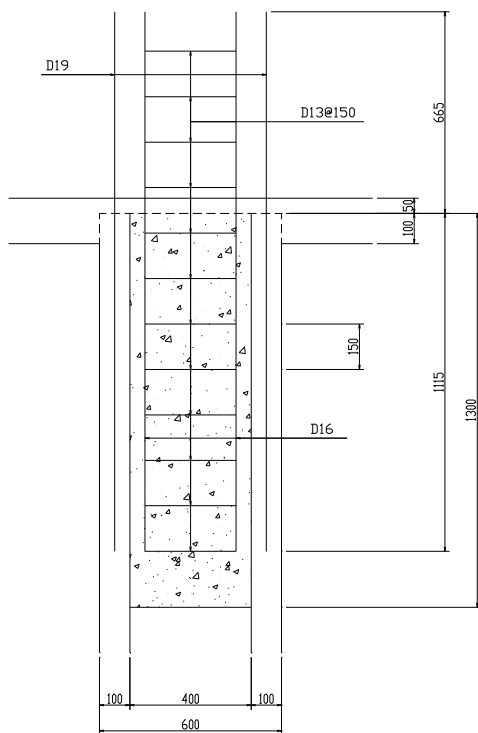
図-6.2.1 設計対象とする既設橋梁基礎



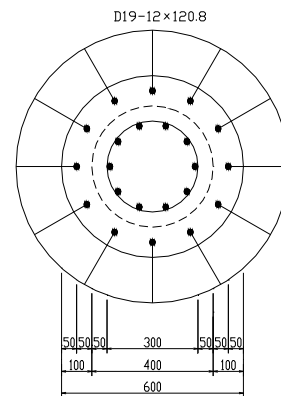
(a) フーチング側面鉄筋配置



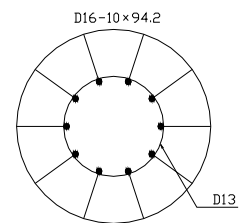
(b) フーチング正面鉄筋配置



(c) 杭頭補強



(d) 杭頭鉄筋配置



(e) 中詰めコンクリート補強配筋

図-6.2.2 既設基礎の配筋状態

(2) 地盤条件

耐震設計上の地盤種別：Ⅱ種地盤

土質柱状図：図-6.2.3に示す。

地盤条件：表-6.2.2に示す。

なお、本設計計算例では、非液化化時のみの計算例を示す。

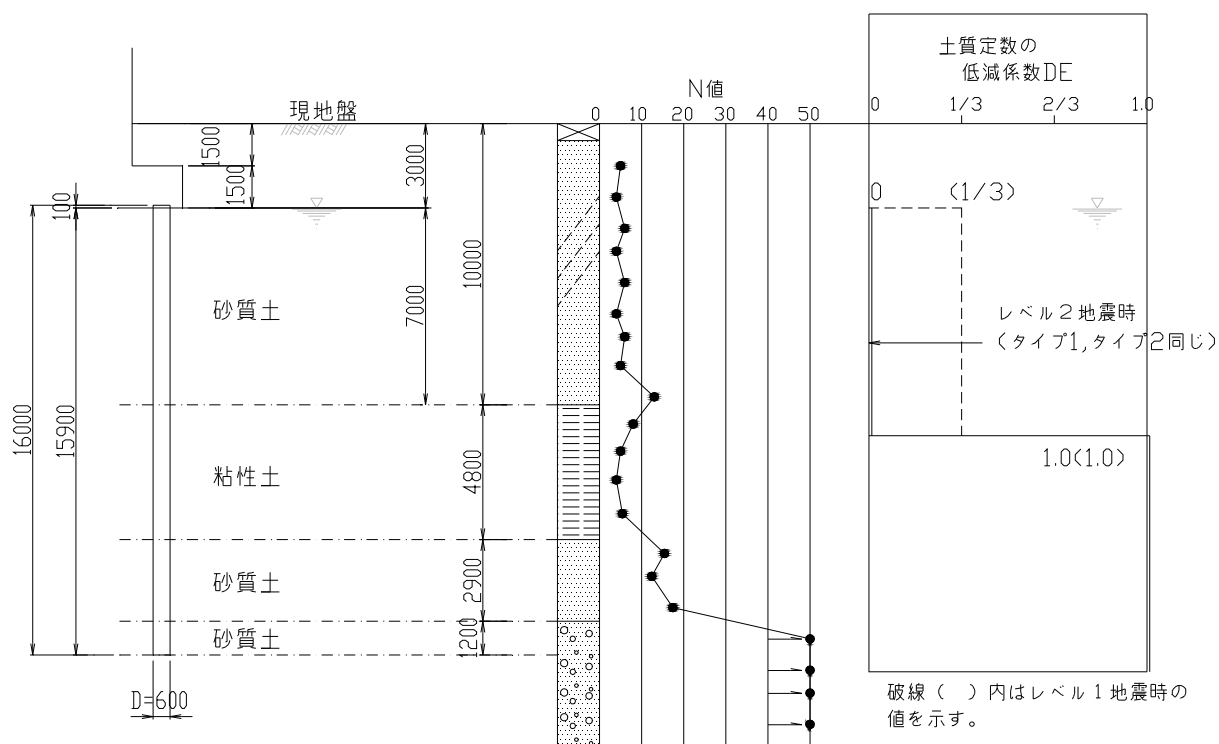


図-6.2.3 土質柱状図

表-6.2.2 地盤条件

	地盤の種類	層厚 (m)	平均 N値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 (kN/m ³)		地盤変形係数 E_0 (kN/m ²) ※
						γ_s	γ_s'	
第1層	砂質土	10.0	5	0	23	18	9	14,000
第2層	粘性土	4.8	5	30	0	17	8	14,000
第3層	砂質土	2.9	15	0	30	18	9	42,000
第4層	砂質土	1.2	50	0	40	19	10	140,000

※ 常時の値

6.2.3 既設基礎のレベル2地震時の照査

(1) 設計条件

レベル2地震時の橋脚の曲げ耐力、設計水平震度を表-6.2.3に示す。

表-6.2.3 レベル2地震時の設計条件

		記号	単位	橋軸方向	橋軸直角方向
固有周期		T	s	0.56	0.58
レベル2地震動の設計水平震度	タイプI	k_{hc}	—	0.85	0.85
	タイプII	k_{hc}	—	1.75	1.75
上部構造物重量		W_U	kN	3,283	3,283
橋脚躯体重量		W_P	kN	1,264	1,264
等価重量		W	kN	3,915	3,915
橋脚の終局水平耐力 (タイプII)		P_u	kN	2,960	3,205
橋脚基部の曲げ耐力照査	タイプI	作用力	$k_{he} \cdot W$	kN	2,195
		地震時保有水平耐力	P_a	kN	2,960
	タイプII	作用力	$k_{he} \cdot W$	kN	2,626
		地震時保有水平耐力	P_a	kN	2,960
基礎の照査に用いる設計水平震度		$k_{hp} = c_{dF} P_u / W$	—	0.83	0.90

レベル2地震時の照査に用いるフーチング底面中心における作用外力を表-6.2.4、表-6.2.5に示す。

表-6.2.4 レベル2地震時のフーチング底面における作用外力 (橋軸方向)

	鉛直荷重 V_0 (kN)	水平震度		水平荷重 H_0 (kN)	重心 y (m)	曲げモーメント M_0 (kN・m)
		記号	値			
上部構造 W_U	3,283	k_{hp}	0.83	2,725	9.00	24,524
橋脚躯体 W_P	1,288	k_{hp}	0.83	1,069	6.53	6,980
フーチング W_F	875	k_{hg}	0.70	612	0.71	435
上載土砂 W_S	601	—	—	—	—	—
合計	6,047	—	—	4,406	—	31,938

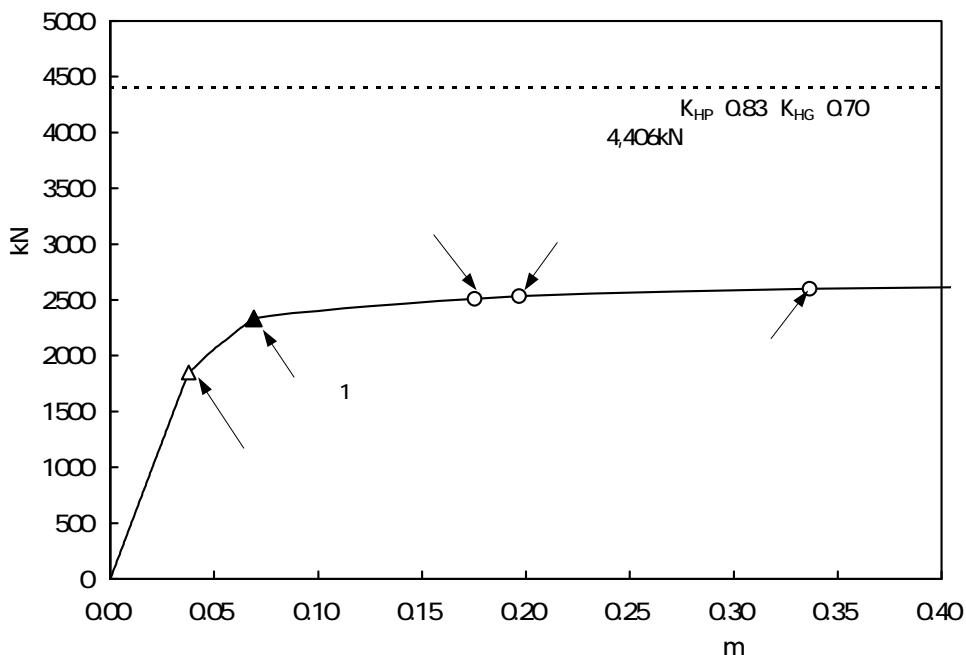
表-6.2.5 レベル2地震時のフーチング底面における作用外力 (橋軸直角方向)

	鉛直荷重 V_0 (kN)	水平震度		水平荷重 H_0 (kN)	重心 y (m)	曲げモーメント M_0 (kN・m)
		記号	値			
上部構造 W_U	3,283	k_{hp}	0.90	2,955	10.70	31,615
橋脚躯体 W_P	1,288	k_{hp}	0.90	1,159	6.53	7,568
フーチング W_F	875	k_{hg}	0.70	612	0.71	435
上載土砂 W_S	601	—	—	—	—	—
合計	6,047	—	—	4,726	—	39,618

(2) レベル2地震時の照査結果

レベル2地震時（非液状化時）の既設基礎の照査結果は、図-6.2.4～図-6.2.5 に示すとおりである。橋軸方向、橋軸直角方向とも、設計水平地震度（ k_{hp}, k_{hg} ）に相当する水平荷重が作用する前に基礎の降伏に達しており、基礎の水平耐力が不足している。

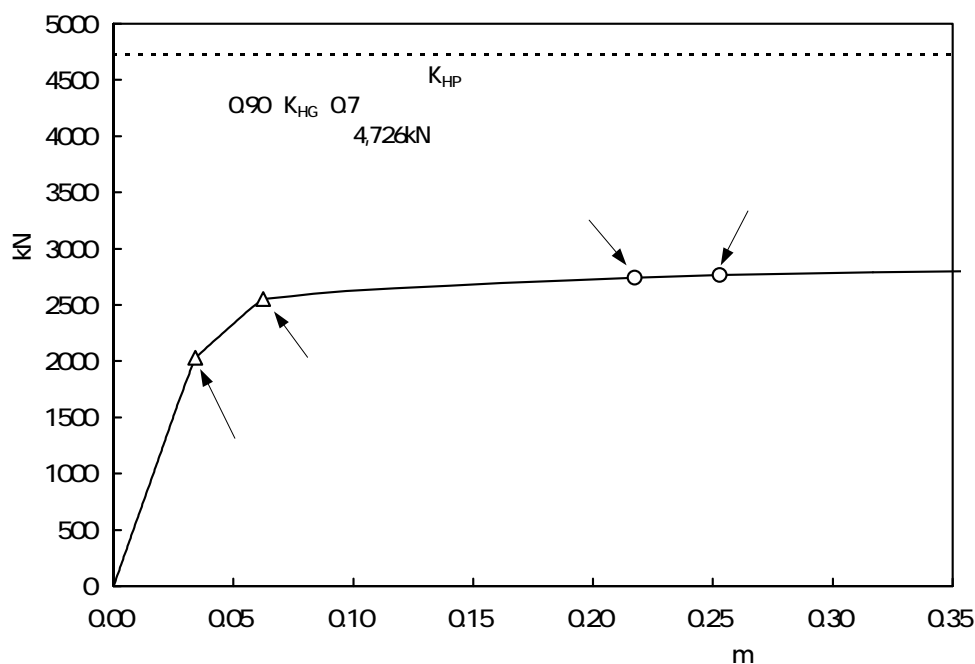
1) 橋軸方向



水平震度	水平荷重 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.376	1,850	8.6	0.003241	0.038	既設杭3列目（最後列） 引抜き支持力の上限値に達した
0.475	2,335	14.3	0.006071	0.069	既設杭1列目（最前列） 押込み支持力の上限値（基礎の降伏）
0.510	2,511	30.8	0.016043	0.175	既設杭2,3列目 杭体の降伏に達した
0.515	2,533	34.1	0.018078	0.197	既設杭1列目（最前列） 杭体の降伏に達した
0.528	2,599	55.9	0.031201	0.337	既設杭1列目（最前列） 杭体の終局に達した
0.533	2,622	74.8	0.042249	0.455	既設杭2,3列目 杭体の終局に達した

図-6.2.4 慣性力～上部構造慣性力作用位置での水平変位関係（橋軸方向）

2) 橋軸直角方向



水平震度	水平荷重 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.413	2,032	8.1	0.002425	0.034	既設杭 3 列目 (最後列) 引抜き支持力の上限値に達した
0.519	2,552	13.3	0.004584	0.062	既設杭 1 列目 (最前列) 押込み支持力の上限値 (基礎の降伏)
0.557	2,741	37.7	0.016797	0.217	既設杭 2,3 列目 杭体の降伏に達した
0.562	2,765	43.3	0.019592	0.253	既設杭 1 列目 (最前列) 杭体の降伏に達した
0.576	2,835	85.5	0.040205	0.516	既設杭 1 列目 (最前列) 杭体の終局に達した
0.581	2,859	118.9	0.056487	0.723	既設杭 2,3 列目 杭体の終局に達した

図-6.2.5 慣性力～上部構造慣性力作用位置での水平変位関係 (橋軸直角方向)

6.2.4 既設基礎の補強設計

(1) 補強方法

既設基礎の補強概要を図-6.2.6 に示す。既設基礎の周囲に ST マイクロパイルを増し杭として打設し、増しフーチングによって既設基礎と一体化させ、基礎の水平耐力を増加させるものである。本計算例では、空頭制限が約 4.5m (橋脚梁直下) であるが、小型のベースマシンによって施工が可能である。表-6.2.6 に ST マイクロパイルの杭諸元を示す。

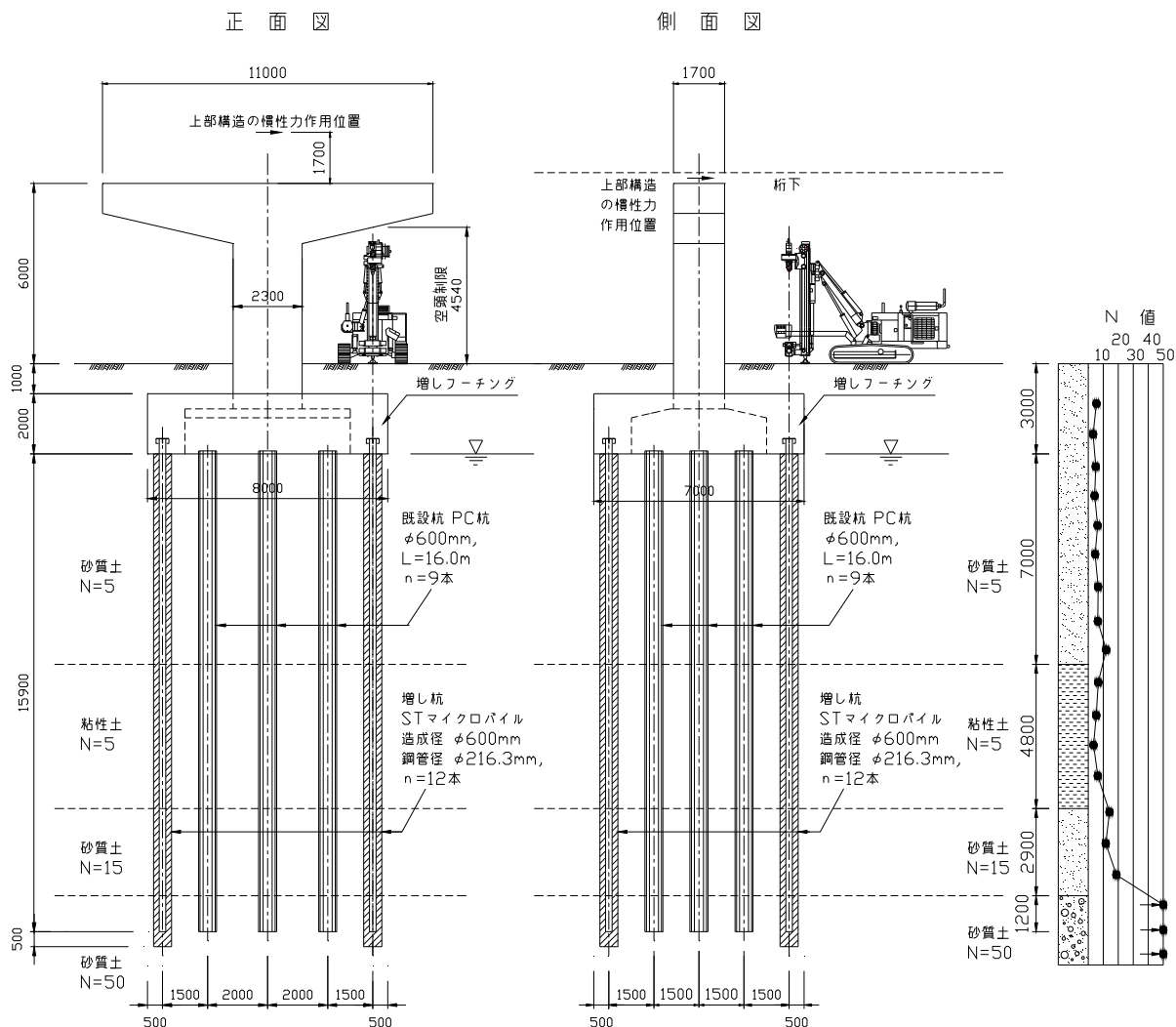


図-6.2.6 ST マイクロパイルによる既設基礎の補強概要図 (非液状化時)

表-6.2.6 ST マイクロパイルの諸元

項目	内容	
杭諸元	杭長 $L = 16.9\text{m}$, 杭本数 $n = 12$ 本、支圧板による杭頭結合	
改良体	改良体造成径	改良体造成径 $D_c = 600\text{mm}$
	改良体強度	砂質土 $q_u = 4\text{N/mm}^2$, 粘性土 $q_u = 2\text{N/mm}^2$, 支持層 $q_u = 10\text{N/mm}^2$
鋼管	鋼管諸元	高張力鋼管 STKT590, 鋼管径 $D_s = 216.3\text{mm}$, 肉厚 $t = 12.0\text{mm}$
	節加工	節突起加工間隔 $p = 200\text{mm}$, 節加工高さ $h = 2.5\text{mm}$
グラウト	グラウト強度 $\sigma_{gk} = 30\text{N/mm}^2$, グラウト体の外径 $D_g = 239\text{mm}$	

(2) 補強設計の主な仮定条件

1) ST マイクロパイルの配置

本計算例においては、用地境界等の制約はないものとし、既設杭と ST マイクロパイルの杭中心間隔はそれぞれの杭径（改良体造成径 D_c 600mm）の 2.5 倍の杭間隔をとるものとした。また、それぞれの杭間隔は杭径の 2.5 倍の間隔を確保しているため、群杭の影響（レベル1 地震時における水平方向地盤反力係数の低減や群杭としての支持力照査）は無視するものとした。

2) 増しフーチング

本計算例においては、フーチング土被りに対する制約はないものとし、上面増厚とした。

3) 荷重分担

本計算例においては、既設杭は健全なものとして荷重分担を設定する。ここでは、フーチング底面に作用する荷重のうち、地震によって生じる水平力およびモーメントは既設杭と ST マイクロパイルが分担し、鉛直荷重については荷重の載荷順序を考慮して次のように設定した（図-6.2.7 参照）。

- ・既設構造死荷重 V_D （上部構造重量 V_1 、橋脚重量 V_2 、既設フーチング重量 V_3 ）は既設杭が負担する。
- ・補強によって増加する死荷重 ΔV_D （増しフーチング重量 V_4 、上載土砂重量 V_5 ）は、既設杭と ST マイクロパイルの軸方向バネ定数 K_V の比率で分担する。

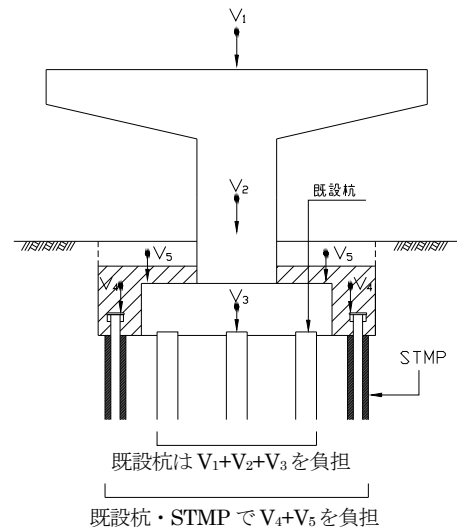


図-6.2.7 鉛直死荷重の荷重分担

4) レベル2 地震時の計算手法

補強基礎の平面図を図-6.2.8 に示す。本計算例においては、既設杭径（600mm）と ST マイクロパイルの改良体水平地盤抵抗幅 D' （350mm）の比が 1.7 であり、レベル2 地震時における水平地盤反力度の上限値の比率に関しては、道示IVに基づいて設定することとした。

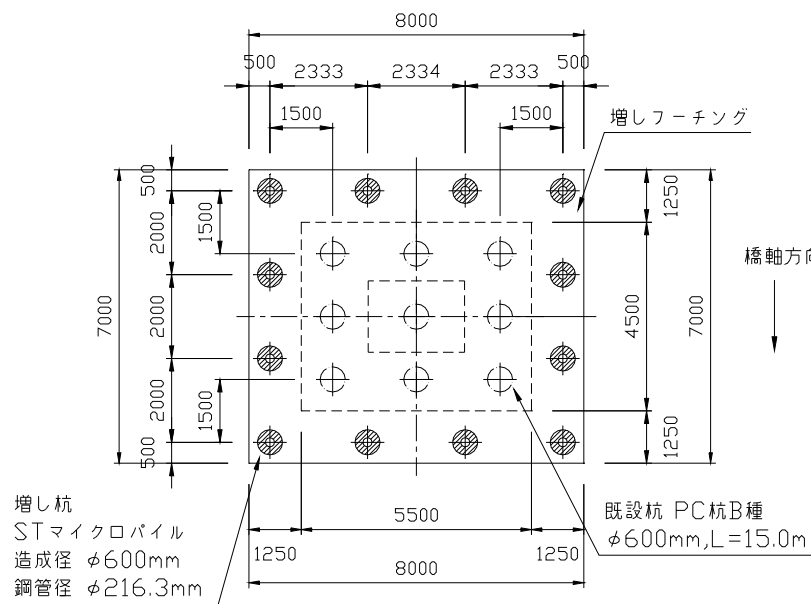


図-6.2.8 補強基礎の杭配置図

(3) 解析モデル

1) 構造解析モデル

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の構造解析モデルは、レベル1地震時、レベル2地震時とも、図-6.2.9に示すようにフーチングを剛体として杭~ラーメンモデルを用いた。

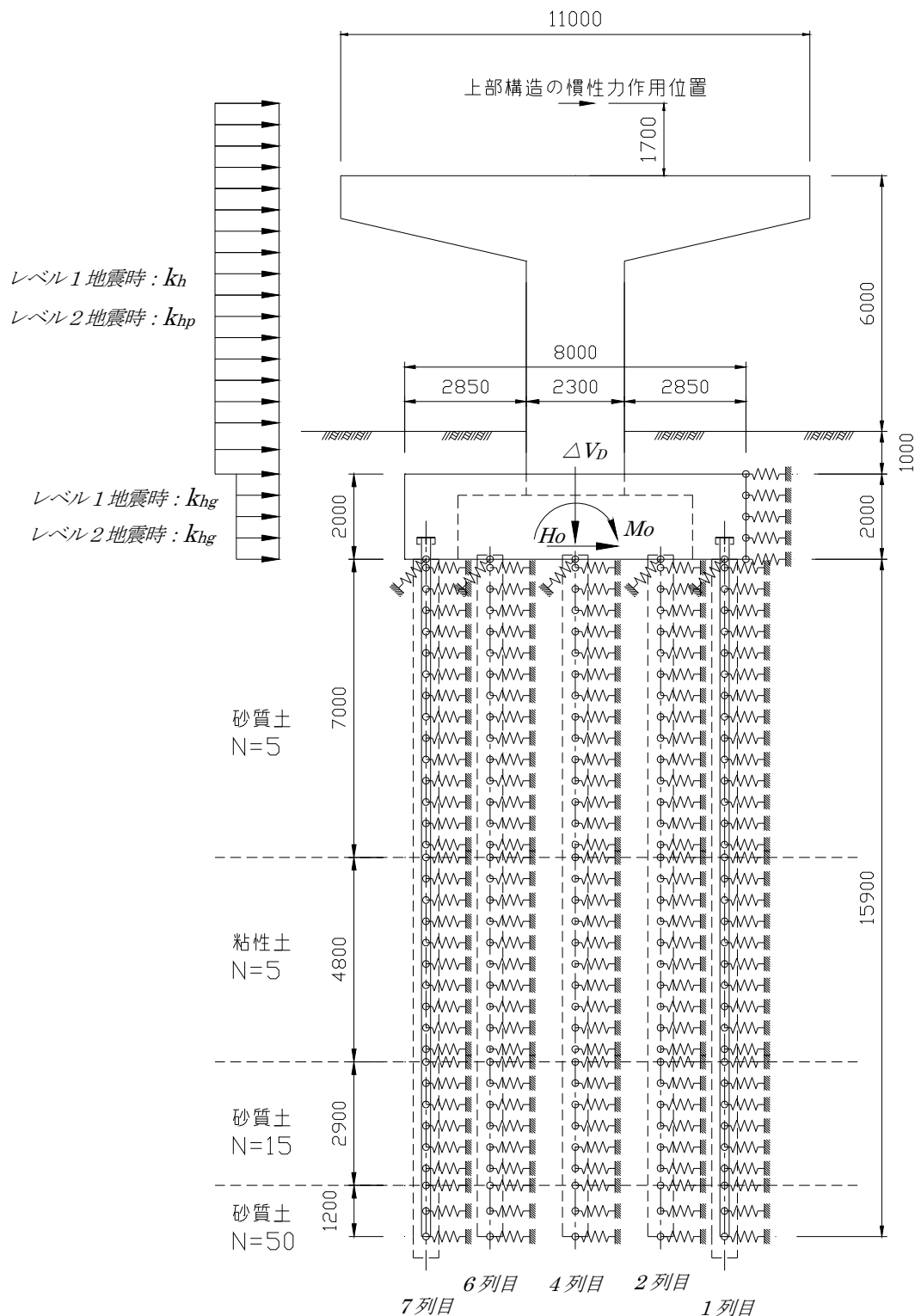


図-6.2.9 ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の解析モデル

2) フーチングの剛体判定

構造解析においてはフーチングを剛体として取り扱うが、フーチングの剛体判定は、道示IVを準用し、以下のように検討した。

$$\beta \lambda \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots (6.2.1)$$

ここで、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3k_p}{Eh^3}} \quad \dots\dots\dots (6.2.2)$$

k_p : 換算地盤反力係数 (kN/m³) で式 (6.2.3) により求める。

E : フーチングコンクリートのヤング係数 (kN/m²)

h : フーチングの厚さ (m)

$$k_p = \frac{\sum Kv_1 + \sum Kv_2}{DB} \quad \dots\dots\dots (6.2.3)$$

Kv_1 : 既設杭 1 本の軸方向バネ定数 (kN/m)

Kv_2 : ST マイクロパイル 1 本の軸方向バネ定数 (kN/m)

D : フーチングの幅 (m)

B : フーチングの奥行き (m)

$$k_p = \frac{309,940 \times 9 + 113,410 \times 12}{8.0 \times 7.0} = 74,114 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \times 74,114}{2.35 \times 10^7 \times 2.0^3}} = 0.185 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\lambda = 2.85 \text{ (m)}$$

$$\beta \lambda = 0.185 \times 2.85 = 0.528 \leq 1.0$$

以上により、フーチングは剛体として判定される。

(4) 補強基礎のレベル1地震時の照査

1) 作用荷重

フーチング底面における作用荷重を表-6.2.7 (橋軸方向)、表-6.2.8 (橋軸直角方向) に示す。

表-6.2.7 補強基礎のフーチング底面における作用外力 (レベル1地震時：橋軸方向)

	鉛直荷重 V_0 (kN)	水平震度		水平荷重 H_0 (kN)	重心 y (m)	曲げモーメント M_0 (kN・m)
		記号	値			
上部構造 W_U	3,283	k_h	0.25	821	9.00	7,387
橋脚躯体 W_P	1,239	k_h	0.25	310	6.72	2,081
フーチング W_F	2,800	k_{hg}	0.25	700	1.00	700
上載土砂 W_S	938	—	—	—	—	—
合計	8,260	—	—	1,830	—	10,168

表-6.2.8 補強基礎のフーチング底面における作用外力 (レベル1地震時：橋軸直角方向)

	鉛直荷重 V_0 (kN)	水平震度		水平荷重 H_0 (kN)	重心 y (m)	曲げモーメント M_0 (kN・m)
		記号	値			
上部構造 W_U	3,283	k_h	0.25	821	10.70	8,782
橋脚躯体 W_P	1,239	k_h	0.25	310	6.72	2,081
フーチング W_F	2,800	k_{hg}	0.25	700	0.71	700
上載土砂 W_S	938	—	—	—	—	—
合計	8,260	—	—	1,830	—	11,563

荷重分担を考慮した作用外力の集計を表-6.2.9 に示す。実際の構造解析においては、既設杭および ST マイクロパイルが共同で負担する荷重 ($\Delta V_D, H_0, M_0$) をフーチング底面に作用させて各杭の杭頭反力等を算出し、既設構造死荷重 V_D による既設杭の杭頭反力を別途求めておいて、合算して既設杭の杭頭反力を算出している。

表-6.2.9 補強基礎のフーチング底面における作用外力の集計 (レベル1地震時)

		橋軸方向	橋軸直角方向
既設杭のみで負担する鉛直荷重 V_D (kN)		5,446	5,446
既設杭および ST マイクロパイルで負担する作用荷重	鉛直荷重 ΔV_D (kN)	2,814	2,814
	水平荷重 H_0 (kN)	1,830	1,830
	曲げモーメント M_0 (kN・m)	10,168	11,563

注) $V_0 = V_D + \Delta V_D$

V_D : 既設構造の死荷重 (上部構造重量+橋脚重量+既設フーチング重量)

ΔV_D : 増しフーチング重量と上載土砂による鉛直荷重の増分

2) 既設杭の設計定数

①既設杭の諸元

既設 PC 杭の諸元を表-6.2.10 に示す。

表-6.2.10 既設 PC 杭の諸元

杭	種	打込み PC 杭 $\phi 600$ (B 種)	
杭	長	16.0m	
杭	本数	9 本	
杭	径	0.6m (コンクリート厚 0.1m)	
杭 体	コンクリート設計基準強度 σ_{ck}	50N/mm ²	
	PC 鋼線	$\phi 9\text{mm}$, 26 本 $A_p = 1,654\text{mm}^2$	
	有効プレストレス σ_{ce}	8.1 N/mm ²	
	スパイラル筋	$\phi 4\text{mm}$, etc 110mm	
	杭体内補強鉄筋	D19 : 12 本 (SD295)	
	中詰めコンクリート設計基準強度 σ_{ck}	21N/mm ²	フーチング底面~1.2m 区間
	中詰め補強鉄筋	D16 : 10 本 (SD295)	
設計定数	換算断面積 A_e	0.157 m ²	
	換算断面係数 Z_e	$1.7985 \times 10^{-2} \text{ m}^3$	
	換算断面 2 次モーメント I_e	$5.3955 \times 10^{-3} \text{ m}^4$	

②許容応力度

既設 PC 杭の杭体の許容応力度を表-6.2.11 に示す。

表-6.2.11 既設 PC 杭の各許容応力度

照査位置	許容応力度の種類	記号	単位	常 時	レベル 1 地震時
杭頭部	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	17	25
	鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180	270
地中部	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	17	25
	コンクリートの許容曲げ引張応力度	σ_{ca}'	N/mm ²	—	5

注) PC 杭のコンクリートの各許容応力度は、参考資料 Ⅲ)により設定した。

③許容支持力

既設 PC 杭の軸方向許容支持力を表-6.2.12 に示す。

表-6.2.12 既設 PC 杭の軸方向許容支持力

		記号	単位	常 時	レベル1 地震時
許容押し込み 支持力	地盤から決まる杭の極限支持力	R_u	kN	2,829	
	安全率	n		3	2
	許容支持力	R_a	kN	931	1,396
許容引抜き 支持力	地盤から決まる杭の極限支持力	P_u	kN	794	
	安全率	n		6	3
	許容支持力	P_a	kN	169	302

④水平方向地盤反力係数

既設 PC 杭の水平方向地盤反力係数を表-6.2.13 に示す。

表-6.2.13 既設 PC 杭の水平方向地盤反力係数

層番号	土 質	層厚 (m)	水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m ³)	
			常 時	レベル1 地震時
第1層	砂質土	7.0	15,320	30,630
第2層	粘性土	4.8	15,320	30,630
第3層	砂質土	2.9	45,950	91,900
第4層	砂質土	1.2	153,170	306,340

⑤軸方向バネ定数

既設 PC 杭の軸方向バネ定数を表-6.2.14 に示す。

表-6.2.14 既設 PC 杭の軸方向バネ定数

	常 時	地震時
軸方向バネ定数 K_V (kN/m)	309,940	309,940

3) ST マイクロパイルの設計定数

①ST マイクロパイルの諸元

ST マイクロパイルの諸元を表-6.2.15 に示す。

表-6.2.15 ST マイクロパイルの諸元

杭	長	L=16.9m (鋼管根入れ長 15.9m)
杭	本数	12本
改良体	改良体造成径	改良体造成径 $D_c = 600\text{mm}$
	改良体強度	砂質土 $q_u = 4\text{N/mm}^2$, 粘性土 $q_u = 2\text{N/mm}^2$, 支持層 $q_u = 10\text{N/mm}^2$
鋼管	鋼管諸元	高張力鋼管 STKT590, 鋼管径 $D_s = 216.3\text{mm}$, 肉厚 $t = 12.0\text{mm}$
	節加工	ビード溶接による節突起加工 節加工間隔 $p = 200\text{mm}$, 節高さ $h = 2.5\text{mm}$
	鋼管設計定数 (腐食しろ 1mm 考慮)	ヤング係数 $E = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 断面積 $A = 7.026 \times 10^{-3} \text{m}^2$, 断面係数 $Z = 3.397 \times 10^{-4} \text{m}^3$, 断面2次モーメント $I = 3.640 \times 10^{-5} \text{m}^4$, 曲げ剛性 $EI = 7,281 \text{kN} \cdot \text{m}^2$
グラウト	グラウト強度	設計基準強度 30N/mm^2
	削孔径	グラウト体の外径 $D_g = 254\text{mm}$
杭頭結合方法		支圧板方式による杭頭固定結合

②許容応力度

ST マイクロパイルの杭体の許容応力度を表-6.2.16 に示す。

表-6.2.16 ST マイクロパイルの杭体の許容応力度

大別	応力度の種類	単位	許容応力度		備考
			常時	レベル1 地震時	
鋼管 (高張力鋼管 STKT590)	許容引張応力度	N/mm^2	255	380	第II部 表-4.3.1 参照
	許容圧縮応力度	N/mm^2	255	380	
	許容せん断応力度	N/mm^2	145	215	

③ST マイクロパイルの許容支持力の算定

a. 極限押込み支持力の推定

● 極限押込み支持力 R_u の推定

地盤から決まる杭の極限押込み支持力は、式 (6.2.4) によって推定する。

$$R_u = q_d \cdot A_c + U_c \sum L_i \tau_{ci} \quad \dots\dots\dots (6.2.4)$$

ここに、

R_u : 地盤から決まる杭の極限押込み支持力 (kN)

q_d : 改良体先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²)

ここに、支持層が砂礫地盤であるため $q_d = 2,500$ kN/m² とする。

A_c : 改良体先端面積 (m²) = $\pi D_c^2 / 4 = 0.6^2 \times \pi / 4 = 0.283$ m²

D_c : 改良体造成径 (m) = 0.6m

U_c : 改良体の周長 (m) = $0.6 \times \pi = 1.885$ m

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

ただし、杭頭から $1/\beta$ 範囲は周面摩擦抵抗を無視することとし、第1層目の層厚 L_1 は $7.0\text{m} - 1.5\text{m} = 5.5\text{m}$ とする (常時の $1/\beta = 1.350\text{m}$ 、地震時の $1/\beta = 1.135\text{m}$ より、周面摩擦抵抗を無視する範囲を簡便に 1.5m と統一した)。

τ_{ci} : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

ここに、砂質土 $\tau_{ci} = 5N$ (≤ 200)

粘性土 $\tau_{ci} = C$ または $10N$ (≤ 150)

表-6.2.17 に周面摩擦力の推定表を示す。

表-6.2.17 周面摩擦力の推定表

	土質	層厚 L_i (m)	平均 N 値 \bar{N}	周面摩擦力度 τ_{ci} (kN/m ²)	$L_i \tau_{ci}$ (kN/m)	U_c (m)	$U_c L_i \tau_{ci}$ (kN)
1層目	砂質土	5.5	5	25	138	1.885	259
2層目	粘性土	4.8	5	30	144	1.885	271
3層目	砂質土	2.9	15	75	218	1.885	410
4層目	砂質土	1.2	50	200	240	1.885	452
	計	14.4					1,393

したがって、杭の極限押込み支持力 R_u は、以下のように推定される。

$$R_u = q_d \cdot A_c + U_c \sum L_i \tau_{ci} = 2,500 \text{ kN/m}^2 \times 0.283 \text{ m}^2 + 1,393 \text{ kN} = 2,100 \text{ kN}$$

●極限押し込み支持力に対する杭各部の耐力照査

杭頭に作用する軸方向荷重に対して鋼管と改良体が一体化抵抗するよう、極限押し込み支持力に対する杭各部の耐力照査（節突起付き鋼管の付着耐力、グラウトと改良体間のせん断耐力）を行う。

i)節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}

$$R_{FU} = \sum \tau_{fi} \times L_i \times U_s \quad \dots\dots\dots (6.2.5)$$

ここに、

R_{FU} : 節突起付き鋼管の付着耐力 (kN)

U_s : 鋼管の周長 (m) = $D_s \times \pi = 0.2163 \times \pi = 0.680\text{m}$

D_s : 鋼管径 (m) = 0.2163m

L_i : 周面摩擦抵抗を考慮する層厚 (m)

τ_{fi} : 各層の鋼管の最大付着応力度 (kN/m²)

$$\tau_{fi} = \left(275 \frac{h}{p} + 9 \right) \times \sqrt{q_{ui}} \quad \dots\dots\dots (6.2.6)$$

h : 節突起高さ (m) = 0.0025m

p : 節加工間隔 (m) = 0.2m

q_{ui} : 各層の改良体の一軸圧縮強度 (kN/m²)

表-6.2.18 に節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU} の計算結果を示す。

表-6.2.18 節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}

	土質	層厚 L_i (m)	改良体一軸圧縮強度 q_{ui} (kN/m ²)	鋼管の最大付着応力度 τ_{fi} (kN/m ²)	鋼管の周長 U_s (m)	$\tau_{fi} L_i U_s$ (kN)
1層目	砂質土	5.5	4,000	787	0.680	2,943
2層目	粘性土	4.8	2,000	556	0.680	1,815
3層目	砂質土	2.9	4,000	787	0.680	1,552
4層目	砂質土	1.2	10,000	1,244	0.680	1,015
	計	14.4				7,325

したがって、節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU} は、7,325kN と推定される。

ii) グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}

$$R_{GU} = U_g \sum L_i \tau_{gi} \quad \dots\dots\dots (6.2.7)$$

ここに、

R_{GU} : グラウトと改良体間のせん断耐力 (kN)

U_g : グラウト体の周長 (m) = $D_g \times \pi = 0.239 \times \pi = 0.751\text{m}$

D_g : グラウト体外径 (改良体削孔径) (m) = 0.239m

L_i : 周面摩擦抵抗を考慮する層厚 (m)

τ_{gi} : 各層でのグラウトと改良体間の最大せん断強度 (kN/m²)

$$\tau_{gi} = 1/8 \times q_{ui} \quad \dots\dots\dots (6.2.8)$$

q_{ui} : 各層の改良体の一軸圧縮強度 (kN/m²)

表-6.2.19 にグラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU} の計算結果を示す。

表-6.2.19 グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}

	土質	層厚 L_i (m)	改良体一軸圧縮強度 q_{ui} (kN/m ²)	改良体の最大せん断強度 τ_{gi} (kN/m ²)	グラウトの周長 U_g (m)	$\tau_{gi} L_i U_g$ (kN)
1層目	砂質土	5.5	4,000	500	0.751	2,065
2層目	粘性土	4.8	2,000	250	0.751	901
3層目	砂質土	2.9	4,000	500	0.751	1,089
4層目	砂質土	1.2	10,000	1,250	0.751	1,126
	計	14.4				5,181

したがって、グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU} は、5,507kN と推定される。

iii) 極限押し込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査

極限押し込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査結果を表-6.2.20 に示す。杭各部の耐力は極限押し込み支持力を上回る結果となっている。

表-6.2.20 極限押し込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査結果

項目	単位	値	適用
地盤から決まる極限押し込み支持力 R_u	kN	2,100	
節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}	kN	7,325	$R_{FU} > R_u$
グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}	kN	5,181	$R_{GU} > R_u$

b. 極限引抜き支持力の推定

地盤から決まる杭の極限引抜き支持力は、式 (6.2.9) によって推定する。

$$P_u = U_c \sum L_i \tau_{ci} \dots\dots\dots (6.2.9)$$

- P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き支持力 (kN)
- U_c : 改良体の周長 (m) = $0.6 \times \pi = 1.885\text{m}$
- D_c : 改良体造成径 (m) = 0.6m
- L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)
- τ_{ci} : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

地盤から決まる極限引抜き支持力は、周面摩擦抵抗の合計であり、表-6.2.17 より 1,393kN と推定される。

c. 許容支持力の算定

● 許容押し込み支持力 R_a の算定

許容押し込み支持力は、式 (6.2.10) によって算定する。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} R_u \dots\dots\dots (6.2.10)$$

ここに、

- R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力 (kN)
- n : 安全率 (常時 : 3, レベル1地震時 : 2)
- γ : 極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数 (支持力推定式のため 1.0)
- R_u : 地盤から決まる杭の極限押し込み支持力 (kN) = 2,100kN

ST マイクロパイルの許容押し込み支持力 R_a を表-6.2.21 に示す。

表-6.2.21 ST マイクロパイルの許容押し込み支持力 R_a

	極限支持力 R_u (kN)	安全率 n	補正係数 γ	許容押し込み支持力 R_a (kN)
常時	2,100	3	1.0	700
レベル1地震時		2		1,050

●許容引抜き支持力 P_a の算定

許容引抜き支持力は、式 (6.2.11) によって算定する。

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W \quad \dots\dots\dots (6.2.11)$$

ここに、

- P_a : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き力 (kN)
- n : 安全率 (常時 : 6, レベル 1 地震時 : 3)
- P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き支持力 (kN) = 1,393kN
- W : 杭の有効重量 (kN) = 48kN

ST マイクロパイルの許容引抜き支持力 P_a を表-6.2.22 に示す。

表-6.2.22 ST マイクロパイルの許容引抜き支持力 P_a

	極限支持力 P_u (kN)	杭の有効重量 W (kN)	安全率 n	許容引抜き支持力 P_a (kN)
常時	1,393	48	6	280
レベル 1 地震時		48	3	512

d. 水平方向地盤反力係数 k_H の算定

水平方向地盤反力係数は以下のように算出する。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad \dots\dots\dots (6.2.12)$$

ここに、

- k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
- $k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$ (kN/m³)
- E_0 : 設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²) で、ここでは、N 値から推定する。
- α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、N 値から変形係数 E_0 を推定するため、常時 1、地震時 2 とする。
- B_H : 荷重作用方向に直交する杭の換算載荷幅 (m) で、 $\sqrt{D' / \beta}$ とする。
- D' : 拡径した改良体に期待する杭の水平地盤抵抗幅 (水平抵抗に関する計算上の杭径) (m) で、表-解 3.8.3 より $D' = 0.350\text{m}$ とする。
- $1 / \beta$: 水平抵抗に関与する地盤の深さ (m)
- β : 杭の特性値 $\sqrt[4]{\frac{k_H D'}{4EI}}$ (m⁻¹)
- EI : 鋼管の曲げ剛性で、7,281 (kN・m²)

ST マイクロパイルの水平方向地盤反力係数を表-6.2.23 に示す。

表-6.2.23 ST マイクロパイルの水平方向地盤反力係数

層番号	土質	層厚 (m)	水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m ³)	
			常時	地震時
第1層	砂質土	7.0	50,118	100,236
第2層	粘性土	4.8	50,118	100,236
第3層	砂質土	2.9	150,353	300,706
第4層	砂質土	1.2	501,176	1,002,352

e.ST マイクロパイルの軸方向バネ定数 K_V の推定

軸方向バネ定数は、式 (6.2.13) によって推定する。

$$K_V = a \frac{AE}{L} \dots\dots\dots (6.2.13)$$

ここに、

K_V : 杭の軸方向バネ定数 (kN/m)

A : 鋼管の有効断面積 7.026×10^{-3} (m²)

E : 鋼管のヤング係数 2.0×10^8 (kN/m²)

L : 鋼管の根入れ長 15.9 (m)

a : 以下により算出する (式 (解 3.5.2))。

$$a = 0.0165(L/D_s) + 0.0704 = 0.0165 \times 73.5 + 0.0704 = 1.283$$

L : 鋼管の根入れ長 15.9 (m), D_s : 鋼管径 0.2163 (m)

したがって、 $K_V = 1.283 \times \frac{7.026 \times 10^{-3} \times 2.0 \times 10^8}{15.9} = 113,410$ (kN/m) となる。

4) レベル1地震時の照査結果

①安定照査結果

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎のレベル1地震時の安定照査結果を表-6.2.24 に示す。
既設杭およびST マイクロパイルに発生する杭頭反力および水平変位は、各許容値以内である。

表-6.2.24 レベル1地震時の補強基礎の安定照査結果

項 目	記号	単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
			既設杭	STMP	既設杭	STMP
軸方向押込み力 *1	P_N	kN	619 + 605 =1,224	378	624 + 605 =1,229	344
軸方向許容押込み支持力	R_a	kN	1,396	1,050	1,396	1,050
判 定			$P_N \leq R_a$ OK	$P_N \leq R_a$ OK	$P_N \leq R_a$ OK	$P_N \leq R_a$ OK
軸方向引抜き力	P_N	kN	-199 + 605 = 406	-224	-205 + 605 = 400	-190
軸方向許容引抜き支持力	P_a	kN	-302	-512	-302	-512
判 定			$P_N \leq R_a$ OK	$P_N \leq P_a$ OK	$P_N \leq R_a$ OK	$P_N \leq P_a$ OK
設計地盤面での水平変位	δ	mm	3.7		3.4	
許容水平変位 *2	δ_a	mm	15.0		15.0	
判 定			$\delta \leq \delta_a$ OK		$\delta \leq \delta_a$ OK	
フーチングの回転角	α	rad	0.0009		0.0007	

*1 既設杭の杭頭反力は、杭～ラーメンモデルで算出された値に、既設構造死荷重による杭頭反力(5,446kN÷9本 = 605kN/本)を加えたものである。

*2 既設PC杭、ST マイクロパイルとも許容水平変位は15mmであり、補強した杭基礎の許容水平変位は15mmとした。

②杭体の応力度照査結果

a. 杭体の曲げモーメント分布

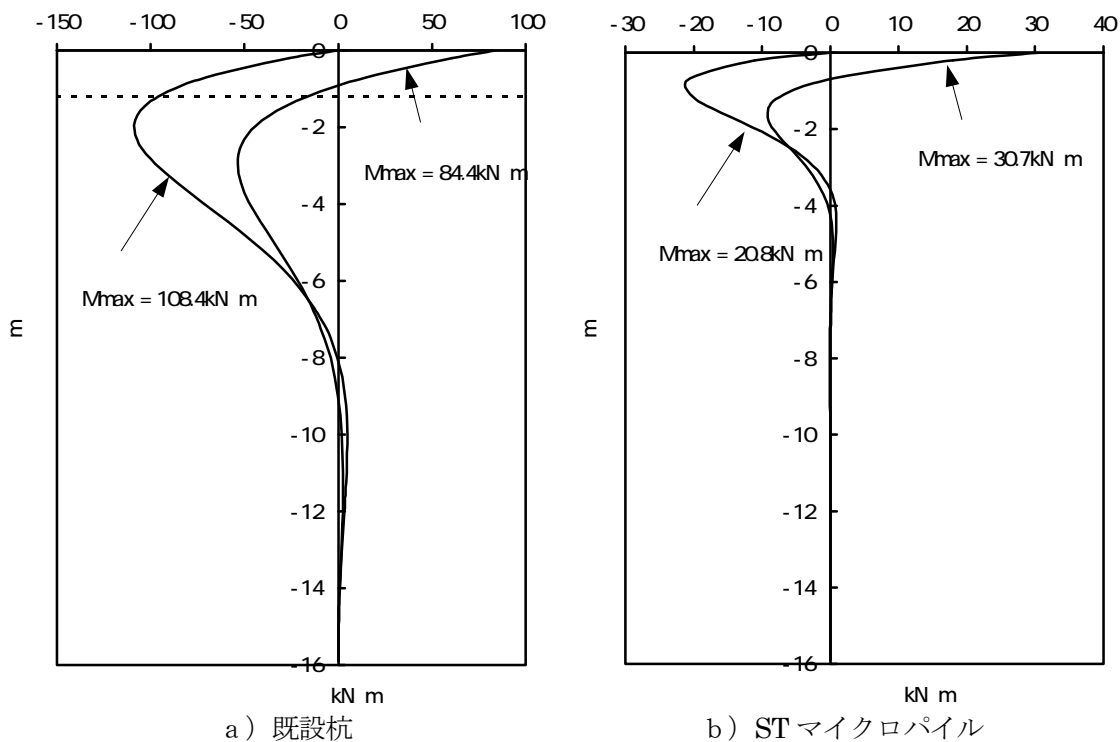


図-6.2.10 曲げモーメント分布図（橋軸方向）

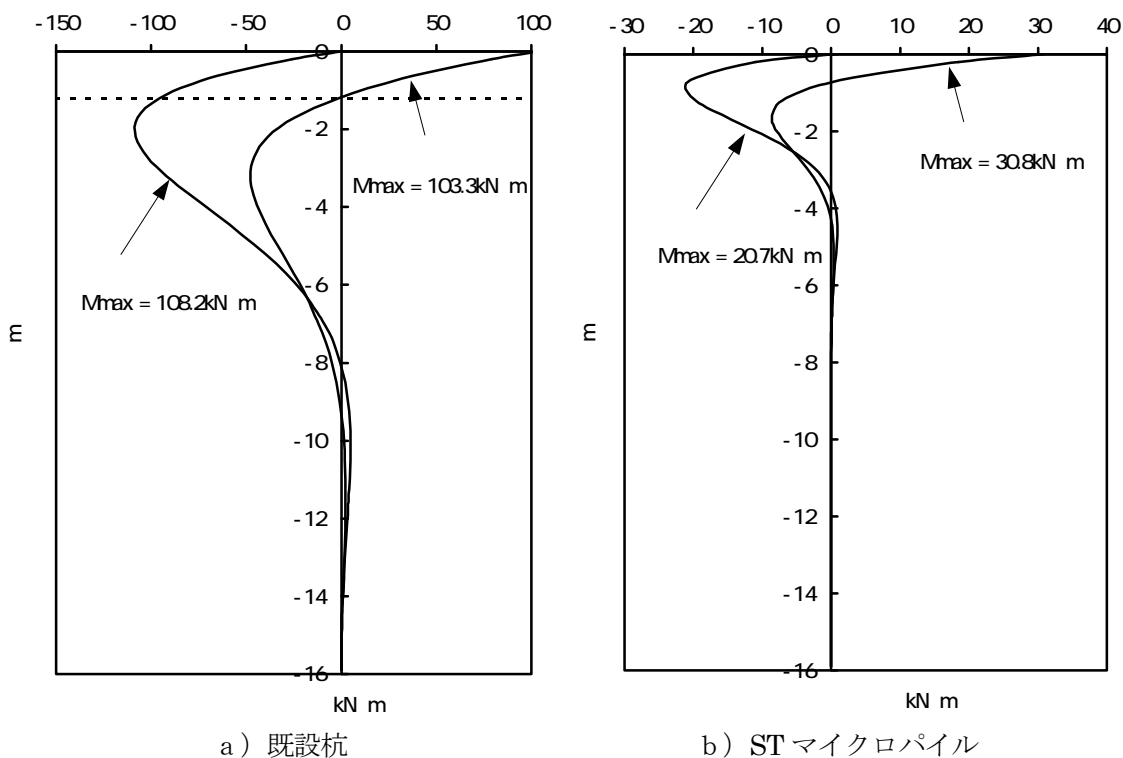


図-6.2.11 曲げモーメント分布図（橋軸直角方向）

b.既設杭の応力度照査

既設杭の杭体の応力度照査結果を表-6.2.25 に示す。杭体（杭頭部および地中部）に発生する応力度は、許容応力度以内である。

表-6. 2. 25 レベル1地震時の既設杭の杭体応力度照査結果

		橋軸方向	橋軸直角方向	
杭頭部	曲げモーメント M (kN・m)	84.4	103.3	
	応力度	コンクリートの曲げ圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	6.4	7.1
		鉄筋の引張応力度 σ_s (N/mm ²)	44	69
	許容応力度	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	25	25
		鉄筋の許容引張応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	270	270
判 定		OK	OK	
地中部	曲げモーメント M (kN・m)	108.4	108.2	
	有効プレストレス σ_{ce} (N/mm ²)	8.1	8.1	
	応力度	コンクリートの曲げ圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	21.9	21.9
		コンクリートの曲げ引張応力度 σ_c' (N/mm ²)	—	—
	許容応力度	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	25	25
		コンクリートの許容曲げ引張応力度 σ_{ca}' (N/mm ²)	5	5
	判 定		OK	OK

*1 杭頭部は鉄筋コンクリート断面として照査を行った

*2 曲げモーメントは、杭頭部は杭頭固定、地中部は杭頭ヒンジの値を用いた

c.ST マイクロパイルの応力度照査

ST マイクロパイルの杭体の応力度照査結果を表-6.2.26 に示す。杭体に発生する応力度は、鋼管の許容応力度以内である。

表-6. 2. 26 レベル1地震時の ST マイクロパイルの杭体応力度照査結果

	杭頭反力 N (kN)	モーメント M (kN・m)	応力度 σ_s (N/mm ²)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	判 定
橋軸方向	378	30.7	144	380	OK
	-224	30.7	-122	-380	OK
橋軸直角方向	344	30.8	140	380	OK
	-190	30.8	-118	-380	OK

※ モーメントは杭頭ヒンジと比べて大きい杭頭固定の値を用いた

③ST マイクロパイルの杭頭結合部の照査

杭頭結合部の概要を図-6.2.12 に示す。

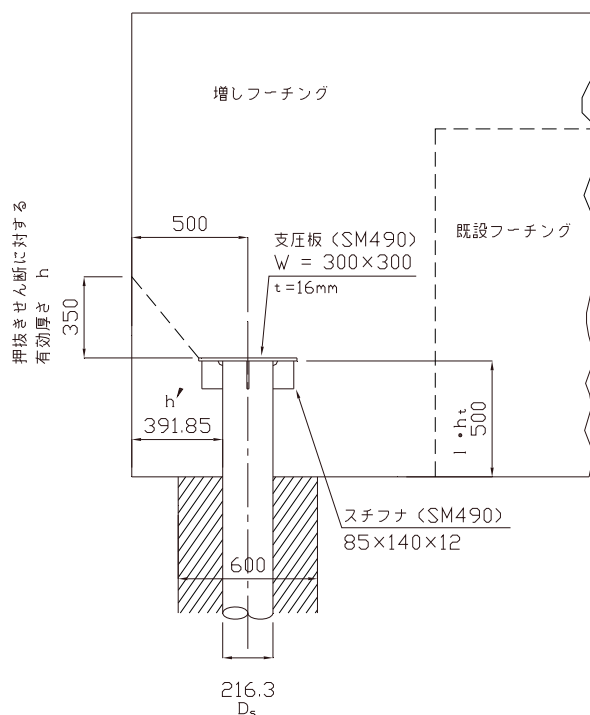


図-6.2.12 杭頭結合部の概要

●押込み力に対する照査

i. フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P_c}{W^2} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (6.2.14)$$

ここに、

- σ_{cv} : 垂直支圧応力度 (kN/m²)
- σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (kN/m²)
- P_c : 軸方向押込み力 (kN)
- W : 支圧板の幅 (m)

・橋軸方向

$$\sigma_{cv} = \frac{378}{0.30 \times 0.30} = 4,200 \text{ kN/m}^2 = 4.2 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} \quad (15.8 \text{ N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\sigma_{cv} = \frac{344}{0.30 \times 0.30} = 3,822 \text{ kN/m}^2 = 3.8 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} \quad (15.8 \text{ N/mm}^2)$$

ii. フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{P_c}{4(W+h)h} \leq \tau_a \dots\dots\dots (6.2.15)$$

ここに、

- τ_v : 垂直方向の押抜きせん断応力度 (kN/m²)
- τ_a : コンクリートの許容せん断応力度 (kN/m²)
- P_c : 軸方向押込み力 (kN)
- W : 支圧板の幅 (m)
- h : 垂直方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ (m)
(有効厚さは、ここでは安全側に支圧板から 45° の範囲をとることとした。)

・橋軸方向

$$\tau_v = \frac{378}{4(0.30+0.35)0.35} = 415\text{kN/m}^2 = 0.42\text{N/mm}^2 \leq \tau_a (0.85\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\tau_v = \frac{344}{4(0.30+0.35)0.35} = 378\text{kN/m}^2 = 0.38\text{N/mm}^2 \leq \tau_a (0.85\text{N/mm}^2)$$

●引抜き力に対する照査

i. フーチングコンクリートの垂直支圧応力度の照査

$$\sigma_{tv} = \frac{P_t}{W^2 - \pi D_s^2 / 4} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (6.2.16)$$

ここに、

- σ_{tv} : 垂直支圧応力度 (kN/m²)
- σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (kN/m²)
- P_t : 軸方向引抜き力 (kN)
- W : 支圧板の幅 (m)
- D_s : 鋼管径 (m)

・橋軸方向

$$\sigma_{tv} = \frac{224}{0.3^2 - \pi 0.2163^2 / 4} = 4,206\text{kN/m}^2 = 4.2\text{N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} (15.8\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\sigma_{tv} = \frac{190}{0.3^2 - \pi 0.2163^2 / 4} = 3,568\text{kN/m}^2 = 3.6\text{N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} (15.8\text{N/mm}^2)$$

ii. フーチングコンクリートの引抜きせん断応力度の照査

$$\tau_{vt} = \frac{P_t}{4(W + h_t) h_t} \leq \tau_{at} = \tau_a \quad \dots\dots\dots (6.2.17)$$

ここに、

- τ_{vt} : 垂直方向の引抜きせん断応力度 (kN/m²)
- τ_{at} : コンクリートの許容引抜きせん断応力度 (kN/m²) (= τ_a)
- P_t : 軸方向引抜き力 (kN)
- W : 支圧板の幅 (m)
- h_t : 垂直方向の引抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ (m)

・ 橋軸方向

$$\tau_{vt} = \frac{224}{4(0.3 + 0.5)0.5} = 140\text{kN/m}^2 = 0.14\text{N/mm}^2 \leq \tau_{at} = \tau_a \quad (0.85\text{N/mm}^2)$$

・ 橋軸直角方向

$$\tau_{vt} = \frac{190}{4(0.3 + 0.5)0.5} = 119\text{kN/m}^2 = 0.12\text{N/mm}^2 \leq \tau_{at} = \tau_a \quad (0.85\text{N/mm}^2)$$

● 水平力および曲げモーメントに対する照査

i. フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D_s l} + \frac{6M}{D_s l^2} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (6.2.18)$$

ここに、

- σ_{ch} : 水平支圧応力度 (kN/m²)
- σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (kN/m²)
- H : 軸直角方向力 (kN)
- M : 曲げモーメント (kN・m)
- D_s : 鋼管の外径 (m)
- l : 鋼管のフーチングへの埋込み長 (m)

・ 橋軸方向

$$\sigma_{ch} = \frac{63.5}{0.2163 \times 0.5} + \frac{6 \times 30.7}{0.2163 \times 0.5^2} = 3994\text{kN/m}^2 = 4.0\text{N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} \quad (15.8\text{N/mm}^2)$$

・ 橋軸直角方向

$$\sigma_{ch} = \frac{61.3}{0.2163 \times 0.5} + \frac{6 \times 30.8}{0.2163 \times 0.5^2} = 3984\text{kN/m}^2 = 4.0\text{N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} \quad (15.8\text{N/mm}^2)$$

ii. フーチングコンクリートの水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l + D_s + 2h')} \leq \tau_a \dots\dots\dots (6.2.19)$$

ここに、

- τ_h : 水平方向の押し抜きせん断応力度 (kN/m²)
- τ_a : コンクリートの許容押し抜きせん断応力度 (kN/m²)
- H : 軸直角方向力 (kN)
- h' : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ (m)
- D_s : 鋼管の外径 (m)
- l : 鋼管のフーチングへの埋込み長さ (m)

・ 橋軸方向

$$\tau_h = \frac{63.5}{0.3919(2 \times 0.5 + 0.2163 + 2 \times 0.3919)} = 81 \text{ kN/m}^2 = 0.08 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a (0.85 \text{ N/mm}^2)$$

・ 橋軸直角方向

$$\tau_h = \frac{61.3}{0.3919(2 \times 0.5 + 0.2163 + 2 \times 0.3919)} = 78 \text{ kN/m}^2 = 0.08 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a (0.85 \text{ N/mm}^2)$$

iv) 支圧板の設計

支圧板およびスチフナの諸元は、ここでは、極限支持力に相当する杭頭反力が作用したときに必要な諸元とし、表・解 3.8.3 により設定した。

支圧板の必要厚さは、支圧板の単位幅あたりに生じる曲げモーメントを簡便に鋼管縁からの片持ち梁として算定して検討する。支圧板に生じる単位幅当たりの最大曲げモーメントは次式により求める。

$$M_{max} = \frac{1}{2} \left(\frac{W - D_s}{2} \right)^2 p \dots\dots\dots (6.2.20)$$

ここに、

- M_{max} : 支圧板の最大曲げモーメント (kN・m)
- W : 支圧板の幅 (m) = 0.30m
- D_s : 鋼管の外径 (m) = 0.2163m
- p : 支圧板単位幅あたりに発生する分布荷重 (kN/m)

計算の結果、支圧板に生じる最大曲げモーメント M_{max} は、レベル 1 地震時の橋軸方向で 3.678kN.m、橋軸直角で 3.347kN.m である。

次に、支圧板の必要厚さを次式により求める。

$$\text{支圧板必要厚さ } t = \sqrt{\frac{M_{max}}{\sigma_a} \times 6} \dots\dots\dots (6.2.21)$$

ここに、

σ_a : 支圧板 (SM490) の許容曲げ応力度 レベル1 地震時 277,500kN/m²

・ 橋軸方向の支圧板必要厚さ $t = \sqrt{\frac{3.678}{277500} \times 6 \times 1000} = 8.9 \text{ mm}$

・ 橋軸直角方向の支圧板必要厚さ $t = \sqrt{\frac{3.347}{277500} \times 6 \times 1000} = 8.5 \text{ mm}$

したがって、支圧板の厚さは 16mm で安全である。