

# 丸太杭工法を用いた軟弱地盤対策の 設計・施工マニュアル

－ 設 計 事 例 －

平成 28 年 2 月

福井県土木部

# 目 次

<b>1 擁壁基礎の設計</b>	
1.1 設計条件	1
1.2 照査結果	3
1.3 設計検討	4
<b>2 経済比較（参 考）</b>	<b>16</b>
2.1 経済比較の方法	17
2.2 擁壁	17
2.2.1 積算条件	17
2.2.2 積算結果	18

あとがき（概説・編集委員会名簿）

1. 擁壁基礎の設計  
(車道部プレキャストL型擁壁)

## 1.1 設計条件

### 1) 丸太杭条件

丸太杭の樹種		ス	ギ		
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	=	4.50	(N/mm <sup>2</sup> )	マニュアルp.3 表-1.3.2
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ba}$	=	5.70	(N/mm <sup>2</sup> )	マニュアルp.3 表-1.3.2
丸太杭の弾性係数	$E$	=	7,000,000	(kN/m <sup>2</sup> )	マニュアルp.3 表-1.3.3
杭径：末口径	$\phi_e$	=	180	(mm)	
杭径：元口径	$\phi_0$	=	240	(mm)	マニュアルp.26 $\phi_0 = \phi_e + L_p \times 15$
杭長	$L_p$	=	4.0	(m)	マニュアルp.3 表-1.3.1
杭頭根入れ長	$L_0$	=	50	(mm)	マニュアルp.56
本数	$n_p$	=	4	(本)	≥3(本) マニュアルp.57
杭の縁端距離	$l_0$	=	300	(mm)	マニュアルp.57 1.25 $\phi_0$ 程度
杭の中心間隔	$l$	=	850	(mm)	≥2.5 $\phi_0=600$ (mm) マニュアルp.26

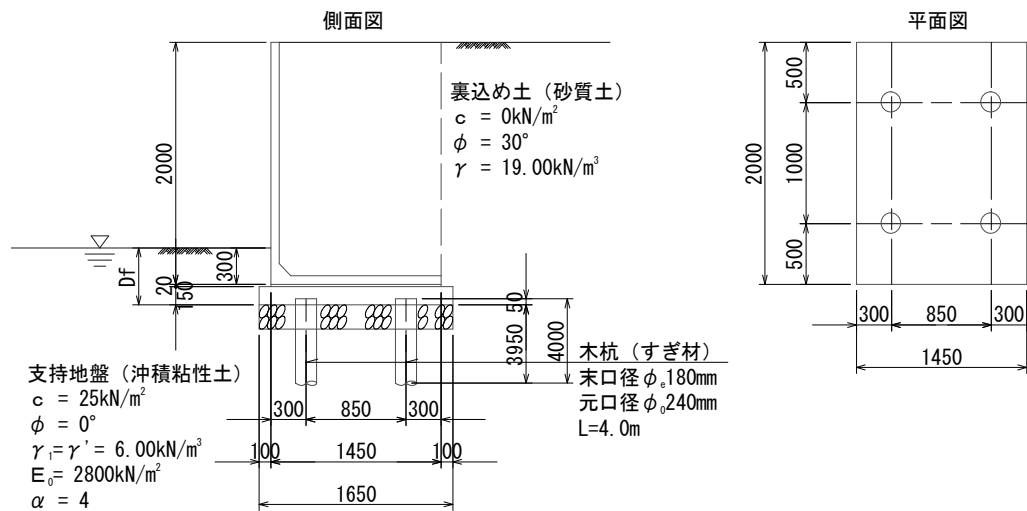
### 2) 擁壁条件

擁壁高	$H$	=	2.0	(m)	
擁壁製品1個当たり延長	$L$	=	2,000	(mm)	
擁壁底版幅	$B$	=	1,450	(mm)	
均しモルタル幅	$B$	=	1,450	(mm)	
均しモルタル厚	$t_1$	=	20	(mm)	
基礎コンクリート幅	$B_0$	=	1,650	(mm)	
基礎コンクリート厚	$t_2$	=	150	(mm)	マニュアルp.56 図-6.3.1

### 3) 地盤条件

裏込め土			砂	質	土	
支持地盤			沖	積		マニュアルp.39 図-6.1.1
			粘	性	土	
粘着力	$c$	=	25	(kN/m <sup>2</sup> )		
内部摩擦角	$\phi$	=	0	(°)		
単位体積重量	$\gamma_1$	=	6.00	(kN/m <sup>3</sup> )	注1)	
地盤の変形係数	$E_0$	=	2,800	(kN/m <sup>2</sup> )		
地盤反力係数推定に用いる係数	$\alpha$	=	4		マニュアルp.17 表-4.3.1	
上載盛土の単位体積重量	$\gamma_2$	=	6.00	(kN/m <sup>3</sup> )	注1)	
根入れ深さ	$h$	=	300	(mm)		

注1) 地下水位以下、水中重量



## 1.2 照査結果

表-1(a) 計算結果集計表 (鉛直方向)

計算状態	荷重ケース	(擁壁製品1個当たり、擁壁延長 L=2.0m)					
		鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	基礎地盤の許容鉛直支持力 $R_{Vba}$ (kN)	丸太杭に作用する鉛直荷重 $V_p$ (kN)	i番目の丸太杭一本に作用する鉛直荷重 $V_{pi}$ (kN)	i番目の丸太杭一本の許容鉛直周面支持力 $R_{Vpai}$ (kN)	$V_{pi} \leq R_{vpai}$
供用時	①	154.40	55.26	99.14	35.57	37.19	OK
	②	127.40	45.06	82.34	32.21	37.19	OK
施工時		33.42	—	33.42	16.71	46.49	OK

注：荷重ケース①、②はマニュアルp. 55の図-6.2.7参照

表-1(b) 計算結果集計表 (水平方向)

計算状態	荷重ケース	(擁壁製品1個当たり、擁壁延長 L=2.0m)						
		水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	基礎地盤の許容水平支持力 $R_{Hba}$ (kN)	丸太杭に作用する水平荷重 $H_p$ (kN)	丸太杭の曲げ応力度 (上段：圧縮、下段：引張) $ \sigma $ (N/mm <sup>2</sup> )		丸太杭の許容曲げ応力度 上段：圧縮 下段：引張 $ \sigma_a $ (N/mm <sup>2</sup> )	$ \sigma  \leq  \sigma_a $
					1列目	2列目		
供用時	①	38.68-36.00	36.00	2.68	1.67	0.82	4.50	OK
					1.13	0.28	5.70	
	②	0.00	32.33	6.35	1.90	0.98	4.50	OK
					0.64	0.28	5.70	

注：荷重ケース①、②はマニュアルp. 55の図-6.2.7参照

### 1.3. 設計検討

#### 1.3.1 荷重の計算

マニュアルp.54 6.2.7 荷重の考え方を参考とし、擁壁の安定計算を行う。擁壁基礎コンクリート底面に作用する荷重は、安定計算から得られた擁壁底面作用力と均しモルタル自重および基礎コンクリート自重の和とする。荷重の作用原点は擁壁前面下端とする。なお、均しモルタル自重および基礎コンクリート自重は偏心距離  $e_B$  算出時には考慮しない。

##### 1) 荷重ケース①の場合

基礎コンクリート等自重	$W_{d3}$	$= 1.218 + 11.385$	$= 12.603$	(kN)
均しモルタル自重	$W_{d31}$	$= 1.45 \times 2.0 \times 0.02 \times 21.0$	$= 1.218$	(kN)
基礎コンクリート自重	$W_{d32}$	$= 1.65 \times 2.0 \times 0.15 \times 23.0$	$= 11.385$	(kN)

表-2(a) 荷重集計 (擁壁延長  $L=2.0m$  当たり)

項目	記号	作用荷重(kN)		作用位置(m)		モーメント(kN・m)		備考
		鉛直 $V$	水平 $H$	$x$	$y$	$V \cdot x$	$H \cdot y$	
擁壁自重	$W_{d1}$	20.82	—	0.336	0.562	6.996	—	擁壁本体の安定計算より
裏込め土重	$W_{d2}$	93.98	—	0.792	1.075	74.432	—	
擁壁上の活荷重	$q$	27.00	—	0.775	2.000	20.925	—	
主働土圧+活荷重による側圧	$W_s + W_{th}$	—	38.68	1.450	0.667	—	25.800	
小計		141.80	38.68	—	—	102.353	25.800	
基礎コンクリート等自重	$W_{d3}$	12.60	—	—	—	—	—	
合計		154.40	38.68	—	—	—	—	

合力の作用位置  $x_0$  は上表の小計に該当する数値を用いて以下の式から求める。

$$x_0 = \frac{\sum V \cdot x - \sum H \cdot y}{\sum V} = \frac{102.353 - 25.800}{141.80} = 0.540 \text{ (m)}$$

合力の作用位置の擁壁底板中心からの偏心距離  $e_B$  は以下の式から求める。

$$e_B = \frac{B}{2} - x_0 = \frac{1.45}{2} - 0.540 = 0.185 \text{ (m)}$$

##### 2) 荷重ケース②の場合

表-2(b) 荷重集計 (擁壁延長  $L=2.0m$  当り)

項目	記号	作用荷重(kN)		作用位置(m)		モーメント(kN・m)		備考
		鉛直 $V$	水平 $H$	$x$	$y$	$V \cdot x$	$H \cdot y$	
擁壁自重	$W_{d1}$	20.82	—	0.336	0.562	6.996	—	擁壁本体の安定計算より
裏込め土重	$W_{d2}$	93.98	—	0.792	1.075	74.432	—	
擁壁上の活荷重	$q$	0.00	—	0.775	2.000	—	—	
主働土圧+活荷重による側圧	$W_s + W_{th}$	—	38.68	1.450	0.667	—	25.800	
小計		114.80	38.68	—	—	81.428	25.800	
基礎コンクリート等自重	$W_{d3}$	12.60	—	—	—	—	—	
合計		127.40	38.68	—	—	—	—	

合力の作用位置  $x_0$ は上表の小計に該当する数値を用いて以下の式から求める。

$$x_0 = \frac{\Sigma V \cdot x - \Sigma H \cdot y}{\Sigma V} = \frac{81.428 - 25.800}{114.80} = 0.485 \quad (\text{m})$$

合力の作用位置の擁壁底板中心からの偏心距離  $e_B$ は以下の式から求める。

$$e_B = \frac{B}{2} - x_0 = \frac{1.45}{2} - 0.485 = 0.240 \quad (\text{m})$$

### 1.3.2 基礎地盤の許容鉛直支持力の算定

本事例では、基礎地盤の許容鉛直支持力はマニュアルp.27の「5.2.3.1 道路橋示方書による基礎地盤の鉛直支持力計算」より求める。

基礎地盤の許容鉛直支持力  $R_{Vba}$

$$R_{Vba} = \frac{R_{Vbu}}{F_{Vb}} \quad (F_{Vb}=3) \quad \text{マニュアルp.43 (6.2.2)}$$

基礎地盤の極限鉛直支持力  $R_{Vbu}$

$$R_{Vbu} = A_e \cdot (\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \quad \text{マニュアルp.27 (5.2.10)}$$

#### 1) 荷重ケース①の場合

$$\text{有効載荷幅} \quad B_e = B - 2 \cdot e_B = 1.45 - 2 \times 0.185 = 1.080 \quad (\text{m})$$

$$\text{有効載荷面積} \quad A_e = B_e \cdot L = 1.080 \times 2.00 = 2.160 \quad (\text{m}^2)$$

#### 第1項

$$\text{形状係数} \quad \alpha = 1.00 \quad \text{マニュアルp.45}$$

$$\text{有効根入れ} \quad D_f = (0.300 + 0.020 + 0.150) = 0.470 \quad (\text{m})$$

※マニュアルp.45より  $D_f$ については現場の状況を考慮する。

$$\text{割増し係数} \quad \kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f}{B_e} = 1 + 0.3 \times \frac{0.470}{0.470} = 1.131$$

$$\text{粘着力} \quad c = 25.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{支持力係数} \quad N_c = 3.53 \quad (\phi = 0^\circ, \tan \theta = 0.251) \quad \text{マニュアルp.29 図-5.2.6}$$

$$\text{荷重の傾斜} \quad \tan \theta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{38.68}{154.40} = 0.251$$

$$\text{補正係数} \quad S_c = (c^*)^\lambda = 0.737 \quad \lambda = -1/3$$

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{25.00}{10.0} = 2.500 \Rightarrow 2.500 \quad (1 \leq c^* \leq 10)$$

$$\begin{aligned} \text{第1項の計算} \quad \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c &= 1.00 \times 1.131 \times 25.00 \times 3.53 \times 0.737 \\ &= 75.36 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

第2項

$$\begin{aligned}
 \text{割増し係数} \quad \kappa &= 1.131 \\
 \text{上載荷重} \quad q &= \gamma_2 \cdot D_f = 6.0 \times 0.470 = 2.820 \quad (\text{kN/m}^2) \\
 \text{支持力係数} \quad N_q &= 1.00 \quad (\phi = 0^\circ, \tan \theta = 0.251) \quad \text{マニュアルp.29 図-5.2.7} \\
 \text{補正係数} \quad S_q &= (q^*)^\nu = 1.000 \quad \nu = -1/3 \\
 q^* &= \frac{q}{q_0} = \frac{2.820}{10.0} = 0.282 \Rightarrow 1.000 \quad (1 \leq q^* \leq 10)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{第2項の計算} \quad \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q &= 1.131 \times 2.820 \times 1.00 \times 1.000 \\
 &= 3.19 \quad (\text{kN/m}^2)
 \end{aligned}$$

第3項

$$\begin{aligned}
 \text{支持地盤の} & \quad \gamma_1 = 6.0 \quad (\text{kN/m}^3) \\
 \text{単位重量} & \\
 \text{形状係数} \quad \beta &= 1.00 \quad \text{マニュアルp45} \\
 \text{有効載荷幅} \quad B_e &= 1.080 \\
 \text{支持力係数} \quad N_\gamma &= 0.00 \quad (\phi = 0^\circ, \tan \theta = 0.251) \quad \text{マニュアルp.29 図-5.2.8} \\
 \text{補正係数} \quad S_\gamma &= (B^*)^\mu = 0.975 \quad \mu = -1/3 \\
 B^* &= \frac{B_e}{B_0} = \frac{1.080}{1.00} = 1.080 \Rightarrow 1.080 \quad (1 \leq B^*)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{第3項の計算} \quad \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma &= \frac{1}{2} \times 6.0 \times 1.00 \times 1.080 \times 0.00 \times 0.975 \\
 &= 0.00 \quad (\text{kN/m}^2)
 \end{aligned}$$

基礎地盤の極限鉛直支持力  $R_{vbu}$

$$\begin{aligned}
 R_{vbu} &= A_e \cdot (\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q \\
 &\quad + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \\
 &= 2.160 \times (73.56 + 3.19 + 0.00) = 165.78 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$

基礎地盤の許容鉛直支持力  $R_{vba}$

$$R_{vba} = \frac{R_{vbu}}{F_{Vu}} = \frac{165.78}{3} = 55.26 \quad (\text{kN})$$

$$\Sigma V = 154.40 \quad (\text{kN}) > R_{vba}$$

$\Sigma V > R_{vba}$  であるため、丸太杭-底板系基礎の計算を行う。

2) 荷重ケース②の場合

$$\begin{aligned}
 \text{有効載荷幅} \quad B_e &= B - 2 \cdot e_B = 1.45 - 2 \times 0.240 = 0.970 \quad (\text{m}) \\
 \text{有効載荷面積} \quad A_e &= B_e \cdot L = 0.970 \times 2.00 = 1.940 \quad (\text{m}^2)
 \end{aligned}$$



第1項

$$\begin{aligned}
 \text{形状係数} \quad \alpha &= 1.00 && \text{マニュアルp. 45} \\
 \text{有効根入れ} \quad D_f &= (0.300+0.020+0.150) = 0.470 \quad (\text{m}) \\
 \text{割増し係数} \quad \kappa &= 1+0.3 \cdot \frac{D_f}{B_e} = 1+0.3 \times \frac{0.470}{0.970} = 1.145 \\
 \text{粘着力} \quad c &= 25.00 \quad (\text{kN/m}^2) \\
 \text{支持力係数} \quad N_c &= 3.15 \quad (\phi = 0^\circ, \tan \theta = 0.304) && \text{マニュアルp. 29 図-5.2.6} \\
 \text{荷重の傾斜} \quad \tan \theta &= \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{38.68}{127.40} = 0.304 \\
 \text{補正係数} \quad S_c &= (c^*)^\lambda = 0.737 \quad \lambda = -1/3 \\
 c^* &= \frac{c}{c_0} = \frac{25.00}{10.0} = 2.500 \Rightarrow 2.500 \quad (1 \leq c^* \leq 10)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{第1項の計算} \quad \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c &= 1.00 \times 1.145 \times 25.00 \times 3.15 \times 0.737 \\
 &= 66.45 \quad (\text{kN/m}^2)
 \end{aligned}$$

第2項

$$\begin{aligned}
 \text{割増し係数} \quad \kappa &= 1.145 \\
 \text{上載荷重} \quad q &= \gamma_2 \cdot D_f = 6.0 \times 0.470 = 2.820 \quad (\text{kN/m}^2) \\
 \text{支持力係数} \quad N_q &= 1.00 \quad (\phi = 0^\circ, \tan \theta = 0.251) && \text{マニュアルp. 29 図-5.2.7} \\
 \text{補正係数} \quad S_q &= (q^*)^\nu = 1.000 \quad \nu = -1/3 \\
 q^* &= \frac{q}{q_0} = \frac{2.820}{10.0} = 0.282 \Rightarrow 1.000 \quad (1 \leq q^* \leq 10)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{第2項の計算} \quad \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q &= 1.145 \times 2.820 \times 1.00 \times 1.000 \\
 &= 3.23 \quad (\text{kN/m}^2)
 \end{aligned}$$

第3項

$$\begin{aligned}
 \text{支持地盤の} & && \\
 \text{単位重量} \quad \gamma_1 &= 6.0 \quad (\text{kN/m}^3) \\
 \text{形状係数} \quad \beta &= 1.00 && \text{マニュアルp45} \\
 \text{有効載荷幅} \quad B_e &= 0.970 \\
 \text{支持力係数} \quad N_\gamma &= 0.00 \quad (\phi = 0^\circ, \tan \theta = 0.251) && \text{マニュアルp. 29 図-5.2.8} \\
 \text{補正係数} \quad S_\gamma &= (B^*)^\mu = 1.000 \quad \mu = -1/3 \\
 B^* &= \frac{B_e}{B_0} = \frac{0.970}{1.00} = 0.970 \Rightarrow 1.000 \quad (1 \leq B^*)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{第3項の計算} \quad \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma &= \frac{1}{2} \times 6.0 \times 1.00 \times 0.970 \times 0.00 \times 1.000 \\
 &= 0.00 \quad (\text{kN/m}^2)
 \end{aligned}$$

基礎地盤の極限鉛直支持力  $R_{vbu}$

$$\begin{aligned}
 R_{vbu} &= A_e \cdot (\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q \\
 &\quad + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \\
 &= 1.940 \times (66.45 + 3.23 + 0.00) = 135.18 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$

基礎地盤の許容鉛直支持力  $R_{vba}$

$$R_{vba} = \frac{R_{vbu}}{F_{vu}} = \frac{135.18}{3} = 45.06 \quad (\text{kN})$$

$$\Sigma V = 127.40 \quad (\text{kN}) > R_{vba}$$

$\Sigma V > R_{vba}$  であるため、丸太杭－底板系基礎の計算を行う。

### 1.3.3 丸太杭の配置、杭本数、杭径、杭長の選定

丸太杭の配置、杭本数、杭径、杭長は、丸太杭の末口径や長さおよび本数の数ケースの組み合わせにおける安定計算を行った上で、コストを考慮して最適な寸法の杭と配置を決定する。本計算事例では、マニュアルp.57の配置例を参考に1.1で示す様に末口径180mm、杭長4m、擁壁延長2m当りの杭本数4本と仮定して計算する。

### 1.3.4 丸太杭の許容鉛直周面支持力の算定

丸太杭1本の許容周面支持力  $R_{vpai}$

$$R_{vpai} = \frac{R_{vpui}}{F_{vp}} \quad (F_{vp} = 1.5) \quad \text{マニュアルp.33 (5.2.7)}$$

丸太杭1本の極限周面支持力  $R_{vpui}$

$$R_{vpui} = U \cdot \sum_{i=1}^{n_e} (f_i \cdot L_i) \quad \text{マニュアルp.33 (5.2.15)}$$

$$\text{丸太杭周長} \quad U = \pi \cdot \phi_e = \pi \times 0.180 = 0.565 \quad (\text{m})$$

$$\text{周面摩擦力度} \quad f = c = 25.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\begin{aligned} \text{層厚} \quad L &= L_p - L_0 \quad (\text{杭頭根入れ長}) \\ &= 4.000 - 0.05 \\ &= 3.950 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\text{層数} \quad n_e = 1 \quad (\text{層})$$

丸太杭1本の極限周面支持力  $R_{vpui}$

$$R_{vpui} = U \cdot \sum_{i=1}^{n_e} (f_i \cdot L_i) = 0.565 \times (25.00 \times 3.950) = 55.79 \quad (\text{kN})$$

丸太杭1本の許容周面支持力  $R_{vpai}$

$$R_{vpai} = \frac{R_{vpui}}{F_{vp}} = \frac{55.79}{1.5} = 37.19 \quad (\text{kN})$$

1.3.5. 丸太杭が分担する鉛直荷重の算定

1) 荷重ケース①の場合

丸太杭が分担する鉛直荷重  $V_p$

$$V_p = \Sigma V - R_{vba} = 154.40 - 55.26 = 99.14 \quad (\text{kN}) \quad \text{マニュアルp.48 (6.2.7)}$$

前面2本、背面2本の場合の偏心を考慮した  $i$  番目の丸太杭1本が分担する鉛直荷重  $V_{pi}$

$$V_{pi} = \frac{V_p}{n_p} + \frac{V_p \cdot e_B}{\Sigma (n_i \cdot x_i^2)} \cdot x_i \quad \text{マニュアルp.48 (6.2.11)}$$

偏心量	$e_B = 0.185$	(m)		
杭総本数	$n_p = 4$	(本)		
1列目の杭本数	$n_1 = 2$	(本)	2列目の杭本数	$n_2 = 2$ (本)
杭中心までの水平距離	$x_1 = 0.425$	(m)	杭中心までの水平距離	$x_2 = -0.425$ (m)

$$\begin{aligned} \Sigma (n_i \cdot x_i^2) &= \text{1列目の丸太杭} && \text{2列目の丸太杭} \\ &= n_1 \times (x_1)^2 + n_2 \times (x_2)^2 \\ &= 2 \times (0.425)^2 + 2 \times (-0.425)^2 \\ &= 0.723 \quad (\text{m}^2) \end{aligned}$$

よって、偏心を考慮した  $i$  番目の丸太杭1本が分担する鉛直荷重  $V_{pi}$

$$\begin{aligned} V_{pi} &= \frac{99.14}{4} + \frac{99.14 \times 0.185}{0.723} \times (\pm 0.425) \\ &= 24.79 \pm 10.78 \\ &= \left\{ \begin{array}{l} 35.57 \\ 14.01 \end{array} \right\} \quad (\text{kN}) \quad \begin{array}{l} \text{(前面丸太杭)} \\ \text{(背面丸太杭)} \end{array} \end{aligned}$$

2) 荷重ケース②の場合

丸太杭が分担する鉛直荷重  $V_p$

$$V_p = \Sigma V - R_{vba} = 127.40 - 45.06 = 82.34 \quad (\text{kN}) \quad \text{マニュアルp.48 (6.2.7)}$$

前面2本、背面2本の場合の偏心を考慮した  $i$  番目の丸太杭1本が分担する鉛直荷重  $V_{pi}$

$$V_{pi} = \frac{V_p}{n_p} + \frac{V_p \cdot e_B}{\Sigma (n_i \cdot x_i^2)} \cdot x_i \quad \text{マニュアルp.48 (6.2.11)}$$

偏心量	$e_B = 0.240$	(m)
杭総本数	$n_p = 4$	(本)

よって、偏心を考慮した  $i$  番目の丸太杭1本が分担する鉛直荷重  $V_{pi}$

$$\begin{aligned} V_{pi} &= \frac{82.34}{4} + \frac{82.34 \times 0.240}{0.723} \times (\pm 0.425) \\ &= 20.59 \pm 11.62 \\ &= \left\{ \begin{array}{l} 32.21 \\ 8.97 \end{array} \right\} \quad (\text{kN}) \quad \begin{array}{l} \text{(前面丸太杭)} \\ \text{(背面丸太杭)} \end{array} \end{aligned}$$

### 1.3.6 丸太杭－底盤系基礎の鉛直支持力の照査

鉛直支持力の照査は、前項で算出した偏心考慮の丸太杭1本に作用する鉛直荷重  $V_{pi}$  の最大値と丸太杭1本の許容鉛直周面支持力  $R_{Vpai}$  の関係について照査すれば十分であるが、本計算事例では各丸太杭で照査する。

#### 1) 荷重ケース①の場合

$$V_{pi} = \begin{Bmatrix} 35.57 \\ 14.01 \end{Bmatrix} \begin{array}{l} \text{(前面丸太杭)} \\ \text{(背面丸太杭)} \end{array} \leq R_{Vpai} = 37.19 \quad (\text{kN}) \quad \text{OK}$$

#### 2) 荷重ケース②の場合

$$V_{pi} = \begin{Bmatrix} 32.21 \\ 8.97 \end{Bmatrix} \begin{array}{l} \text{(前面丸太杭)} \\ \text{(背面丸太杭)} \end{array} \leq R_{Vpai} = 37.19 \quad (\text{kN}) \quad \text{OK}$$

### 1.3.7 基礎地盤の許容水平支持力の算定

基礎地盤の許容水平支持力  $R_{Hba}$

$$R_{Hba} = \frac{R_{Hbu}}{F_{Hb}} \quad (F_{Hb} = 1.5) \quad \text{マニュアルp. 44} \quad (6.2.4)$$

基礎底面の極限水平支持力  $R_{Hbu}$

$$R_{Hbu} = c_B \cdot A_e + R_{Vba} \cdot \tan \phi_B \quad \text{マニュアルp. 47} \quad (6.2.5)$$

#### 1) 荷重ケース①の場合

基礎底面と地盤との間の付着力	$c_B$	=	25.00	(kN/m <sup>2</sup> )
有効載荷面積	$A_e$	=	2.160	(m <sup>2</sup> )
基礎地盤の許容鉛直支持力	$R_{Vba}$	=	55.26	(kN)
基礎底面と地盤との間の摩擦角	$\phi_B$	=	0.00	(°)

基礎底面の極限水平支持力  $R_{Hbu}$

$$\begin{aligned} R_{Hbu} &= c_B \cdot A_e + R_{Vba} \cdot \tan \phi_B \\ &= 25.00 \times 2.160 + 55.26 \times \tan 0.00^\circ \\ &= 54.00 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

基礎地盤の許容水平支持力  $R_{Hba}$

$$R_{Hba} = \frac{R_{Hbu}}{F_{Hb}} = \frac{54.00}{1.5} = 36.00 \quad (\text{kN})$$

#### 2) 荷重ケース②の場合

基礎底面と地盤との間の付着力	$c_B$	=	25.00	(kN/m <sup>2</sup> )
有効載荷面積	$A_e$	=	1.940	(m <sup>2</sup> )
基礎地盤の許容鉛直支持力	$R_{Vba}$	=	45.06	(kN)
基礎底面と地盤との間の摩擦角	$\phi_B$	=	0.00	(°)

基礎底面の極限水平支持力  $R_{Hbu}$

$$\begin{aligned} R_{Hbu} &= c_B \cdot A_e + R_{Vba} \cdot \tan \phi_B \\ &= 25.00 \times 1.940 + 45.06 \times \tan 0.00^\circ \\ &= 48.50 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

基礎地盤の許容水平支持力  $R_{Hba}$

$$R_{Hba} = \frac{R_{Hbu}}{F_{Hb}} = \frac{48.50}{1.5} = 32.33 \text{ (kN)}$$

### 1.3.8 丸太杭が分担する水平荷重の算定

#### 1) 荷重ケース①の場合

丸太杭頭部に作用する水平荷重  $H_p$

$$H_p = \Sigma H - R_{Hba} = 38.68 - 36.00 = 2.68 \text{ (kN)} \quad \text{マニュアルp. 51 (6.2.16)}$$

一本の丸太杭頭部に作用する水平荷重  $H_{pi}$

$$H_{pi} = \frac{H_p}{n_p} = \frac{2.68}{4} = 0.670 \text{ (kN)} \quad \text{マニュアルp. 51 (6.2.17)}$$

丸太杭本体に生じる地中部最大モーメント  $M_{max}$

$$M_{max} = -0.3224 \cdot \frac{H_{pi}}{\beta_0} \quad \text{マニュアルp. 51 (6.2.18)}$$

丸太杭の特性値  $\beta_0$ と後述の横方向地盤反力係数 $K_H$ は相関関係にあるため、繰り返し計算が必要となる。ここで、 $\beta_0$ を以下の値に仮定する。

$$\beta_0 = 1.423 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

水平載荷試験の値に相当する横方向地盤反力係数  $K_{H0}$

$$K_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 = \frac{1}{0.3} \cdot 4 \cdot 2800 = 37333 \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad \text{マニュアルp. 51 (6.2.22)}$$

ここで、地盤反力係数推定に用いる係数  $\alpha = 4$

$$\text{変形係数 } E_0 = 2,800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

荷重作用方向に直行の基礎の換算載荷幅  $B_H$

$$B_H = \sqrt{\frac{\phi_e}{\beta_0}} = \sqrt{\frac{0.180}{1.423}} = 0.356 \text{ (m)} \quad \text{マニュアルp. 52 (6.2.23)}$$

ここで、丸太杭平均末口  $\phi_e = 0.180 \text{ (m)}$

横方向地盤反力係数  $K_H$

$$K_H = K_{H0} \cdot \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad \text{マニュアルp. 51 (6.2.21)}$$

$$= 37333 \cdot \left( \frac{0.356}{0.3} \right)^{-3/4} = 32836 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

丸太杭の断面2次モーメント  $I$

$$I = \frac{\pi}{64} \cdot \phi_e^4 = \frac{\pi \times 0.180^4}{64} = 5.153\text{E-}05 \quad (\text{m}^4) \quad \begin{array}{l} \text{マニュアルp. 52} \\ (6.2.24) \end{array}$$

丸太杭の特性値  $\beta_0$

$$\beta_0 = 4 \sqrt{\frac{K_H \cdot \phi_e}{4 \cdot E \cdot I}} \quad \begin{array}{l} \text{マニュアルp. 51} \\ (6.2.20) \end{array}$$

$$= 4 \sqrt{\frac{32836 \times 0.180}{4 \times 7000000 \times 5.153\text{E-}05}} = 1.423 \quad (\text{m}^{-1}) \quad \begin{array}{l} \text{仮定値と一致} \\ \Rightarrow \text{OK} \end{array}$$

ここで、

$$\text{丸太杭の弾性係数 } E = 7,000,000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

よって、丸太杭本体に生じる地中部最大モーメント  $M_{max}$

$$M_{max} = -0.3224 \cdot \frac{H_{pi}}{\beta_0} = -0.3224 \times \frac{0.670}{1.423} = -0.152 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

丸太杭の曲げ応力度 (1列目)

$$\sigma_b = \frac{V_{pi} \cdot 10^3}{A} \pm \frac{M_{max} \cdot 10^6}{Z} \quad \begin{array}{l} \text{マニュアルp. 51} \\ (6.2.19) \end{array}$$

$$\text{丸太杭1本が分担する鉛直荷重} \quad V_{pi} \cdot 10^3 = 35570 \quad (\text{N})$$

$$\text{丸太杭1本当りの断面積} \quad A = 25400 \quad (\text{mm}^2)$$

$$\text{丸太杭本体に生じる地中部最大モーメント} \quad M_{max} \cdot 10^6 = 152000 \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$$\text{丸太杭の断面係数} \quad Z = \pi \cdot \phi_e^3 / 32 = \pi \times 180^3 / 32 = 573000 \quad (\text{mm}^3)$$

$$\sigma_b = \frac{V_{pi} \cdot 10^3}{A} \pm \frac{M_{max} \cdot 10^6}{Z} = \frac{35570}{25400} \pm \frac{152000}{573000}$$

$$= 1.40 \pm 0.27$$

$$= \left\{ \begin{array}{l} 1.67 \\ 1.13 \end{array} \right\} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \begin{array}{l} \text{(曲げ圧縮応力度)} \\ \text{(曲げ引張応力度)} \end{array}$$

丸太杭の曲げ応力度 (2列目)

$$\sigma_b = \frac{V_{pi} \cdot 10^3}{A} \pm \frac{M_{max} \cdot 10^6}{Z} \quad \begin{array}{l} \text{マニュアルp. 51} \\ (6.2.19) \end{array}$$

$$\text{丸太杭1本が分担する鉛直荷重} \quad V_{pi} \cdot 10^3 = 14010 \quad (\text{N})$$

$$\text{丸太杭1本当りの断面積} \quad A = 25400 \quad (\text{mm}^2)$$

$$\text{丸太杭本体に生じる地中部最大モーメント} \quad M_{max} \cdot 10^6 = 152000 \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$$\text{丸太杭の断面係数} \quad Z = \pi \cdot \phi_e^3 / 32 = \pi \times 180^3 / 32 = 573000 \quad (\text{mm}^3)$$

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{V_{pi} \cdot 10^3}{A} \pm \frac{M_{max} \cdot 10^6}{Z} = \frac{14010}{25400} \pm \frac{152000}{573000} \\ &= 0.55 \pm 0.27 \\ &= \left\{ \begin{array}{l} 0.82 \\ 0.28 \end{array} \right\} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \begin{array}{l} \text{(曲げ圧縮応力度)} \\ \text{(曲げ引張応力度)} \end{array}\end{aligned}$$

2) 荷重ケース②の場合

丸太杭頭部に作用する水平荷重  $H_p$

$$H_p = \Sigma H - R_{Hba} = 38.68 - 32.33 = 6.35 \quad (\text{kN}) \quad \text{マニュアルp. 51} \quad (6.2.16)$$

一本の丸太杭頭部に作用する水平荷重  $H_{pi}$

$$H_{pi} = \frac{H_p}{n_p} = \frac{6.35}{4} = 1.588 \quad (\text{kN}) \quad \text{マニュアルp. 51} \quad (6.2.17)$$

丸太杭本体に生じる地中部最大モーメント  $M_{max}$

$$M_{max} = -0.3224 \cdot \frac{H_{pi}}{\beta_0} = -0.3224 \times \frac{1.588}{1.423} = -0.360 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

丸太杭の曲げ応力度 (1列目)

$$\sigma_b = \frac{V_{pi} \cdot 10^3}{A} \pm \frac{M_{max} \cdot 10^6}{Z} \quad \text{マニュアルp. 51} \quad (6.2.19)$$

丸太杭1本が分担する鉛直荷重  $V_{pi} \cdot 10^3 = 32210 \quad (\text{N})$

丸太杭1本当りの断面積  $A = 25400 \quad (\text{mm}^2)$

丸太杭本体に生じる地中部最大モーメント  $M_{max} \cdot 10^6 = 360000 \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$

丸太杭の断面係数  $Z = \pi \cdot \phi_e^3 / 32 = \pi \times 180^3 / 32 = 573000 \quad (\text{mm}^3)$

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{V_{pi} \cdot 10^3}{A} \pm \frac{M_{max} \cdot 10^6}{Z} = \frac{32210}{25400} \pm \frac{360000}{573000} \\ &= 1.27 \pm 0.63 \\ &= \left\{ \begin{array}{l} 1.90 \\ 0.64 \end{array} \right\} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \begin{array}{l} \text{(曲げ圧縮応力度)} \\ \text{(曲げ引張応力度)} \end{array}\end{aligned}$$

丸太杭の曲げ応力度 (2列目)

$$\sigma_b = \frac{V_{pi} \cdot 10^3}{A} \pm \frac{M_{max} \cdot 10^6}{Z} \quad \text{マニュアルp. 51} \quad (6.2.19)$$

丸太杭1本が分担する鉛直荷重  $V_{pi} \cdot 10^3 = 8970 \quad (\text{N})$

丸太杭1本当りの断面積  $A = 25400 \quad (\text{mm}^2)$

丸太杭本体に生じる  
地中部最大モーメント  $M_{max} \cdot 10^6 = 360000$  (N・mm)

丸太杭の断面係数  $Z = \pi \cdot \phi_e^3 / 32 = \pi \times 180^3 / 32 = 573000$  (mm<sup>3</sup>)

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{V_{pi} \cdot 10^3}{A} \pm \frac{M_{max} \cdot 10^6}{Z} = \frac{8970}{25400} \pm \frac{360000}{573000} \\ &= 0.35 \pm 0.63 \\ &= \left\{ \begin{array}{l} 0.98 \\ -0.28 \end{array} \right\} \quad (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

(曲げ圧縮応力度)  
(曲げ引張応力度)

### 1.3.9 丸太杭-底盤系基礎の水平支持力の照査

#### 1) 荷重ケース①の場合

丸太杭の許容曲げ応力度  $\sigma_{ca}$  および  $\sigma_{ba}$  について照査する

$$\sigma_b = \frac{V_{pi} \cdot 10^3}{A} \pm \frac{M_{max} \cdot 10^6}{Z} \leq \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ca} \\ \sigma_{ba} \end{array} \right\} \quad \text{マニュアルp. 51 (6.2.19)}$$

丸太杭の曲げ応力度 (1列目)

$$|\sigma_b| = \left\{ \begin{array}{l} 1.67 \\ 1.13 \end{array} \right\} \leq \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ca}=4.50 \\ \sigma_{ba}=5.70 \end{array} \right\} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{OK}$$

丸太杭の曲げ応力度 (2列目)

$$|\sigma_b| = \left\{ \begin{array}{l} 0.82 \\ 0.28 \end{array} \right\} \leq \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ca}=4.50 \\ \sigma_{ba}=5.70 \end{array} \right\} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{OK}$$

#### 2) 荷重ケース②の場合

丸太杭の曲げ応力度 (1列目)

$$|\sigma_b| = \left\{ \begin{array}{l} 1.90 \\ 0.64 \end{array} \right\} \leq \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ca}=4.50 \\ \sigma_{ba}=5.70 \end{array} \right\} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{OK}$$

丸太杭の曲げ応力度 (2列目)

$$|\sigma_b| = \left\{ \begin{array}{l} 0.98 \\ 0.28 \end{array} \right\} \leq \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ca}=4.50 \\ \sigma_{ba}=5.70 \end{array} \right\} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{OK}$$

### 1.3.10 施工時の照査

#### 1) 丸太杭1本の施工時許容鉛直周面支持力の算定

丸太杭1本の施工時許容鉛直周面支持力  $R_{vpai}'$

$$\begin{aligned} R_{vpai}' &= \frac{R_{vpai}}{F_S'} \quad (F_S' = 1.2) \quad \text{マニュアルp. 53 (6.2.27)} \\ &= \frac{55.79}{1.2} = 46.49 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$



2) 施工時作用荷重の算定

擁壁設置時における丸太杭に作用する鉛直荷重  $V_p'$

$$\begin{aligned} V_p' &= V' = ( W_{d1} + W_{d3} ) && \text{マニュアルp. 53 (6.2.25)} \\ &= ( 20.82 + 12.60 ) \\ &= 33.42 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

擁壁設置時における前面丸太杭1本に作用する鉛直荷重  $V_{pi}'$

$$V_{pi}' = \frac{V_p'}{2} = \frac{33.42}{2} = 16.71 \quad (\text{kN}) \quad \text{マニュアルp. 53 (6.2.26)}$$

3) 施工時の照査

$$R_{V_{pi}'} = 46.49 \quad (\text{kN}) \geq V_{pi}' \quad \text{OK}$$

## 2. 經濟比較 (參考)

## 2.1 経済比較の方法

軟弱地盤対策として丸太杭工法を用いた場合と他の工法を用いた場合の経済比較を、「擁壁基礎の設計」を例にして示す。

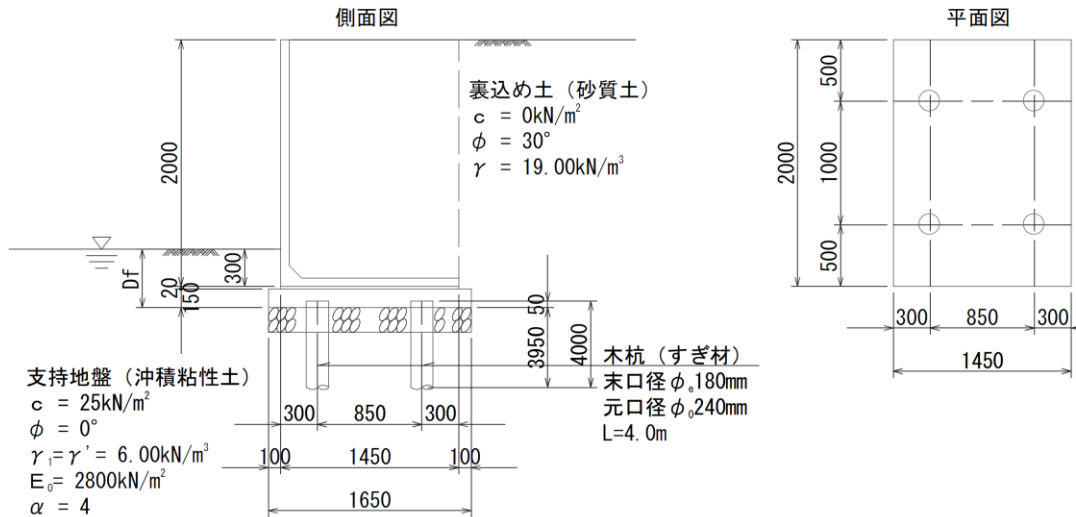
丸太杭工法の積算については、「佐賀県 県土づくり本部：佐賀県 農業農村整備事業 独自施工単価表 平成25年7月」の「木杭（杉杭）バックホウ打設」の施工単価を参考にした。

## 2.2 擁壁基礎

### 2.2.1 積算条件

設計事例を基に積算を行う。本検討では、代替工法として地盤改良工法（中層混合処理工法）を選定した。

擁壁延長 100m



#### 1) 丸太杭工法

丸太杭	材料	スギ 皮剥き材*	
	末口径	18	cm
	長さ	4.00	m
	本数	200	本

\* 丸太杭は、全体が地下水位以下での使用となるため、腐朽処理を行わない皮剥き材を使用する。地下水位条件が異なる場合は、腐朽処理を別途考慮する。


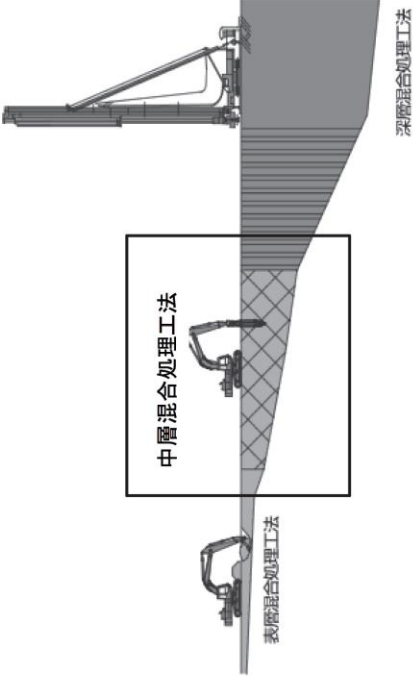
#### 2) 地盤改良工法 中層混合処理工法

改良断面	幅	1.65	m
	深さ	4.00	m
改良材	材料	石灰系	
	添加量	100	kg/m <sup>3</sup>

## 2.2.2 積算結果

比較表および木杭の積算代価表を示す。

### 改良工法比較表—擁壁基礎—

案	第1案 丸太杭工法		第2案 地盤改良工法(中層混合処理工法)		L=100 m 当たり						
	概要図	写真	概要図	写真	概要図	写真					
											
概要図											
概算 工費	工種	金額	単価	数量	単位	工種	金額	単価	数量	単位	
	基礎工	1,827,800		1	式	改良工	5,693,618		1	式	
	丸太杭工 径18cm x 長さ4m	1,827,800	9,139	200	本	中層混合処理工法	5,693,618	3,595	1,584	m <sup>3</sup>	
	経費等	1,354,750		1	式	経費等(改良機械組立運搬費を含む)	5,257,882		1	式	
	工事費	3,182,550		1	式	工事費	10,951,500		1	m <sup>2</sup>	
	率	1.00				率	3.44				
評価											△

第1案 丸太杭工法

L= 100 m当り

費目	工種	種別	規格	単位	数量	単価	金額	摘要
直接工事費							1,827,800	
	基礎工			式	1		1,827,800	
		木杭工	末口径 18 cm 長さ 4.00 m	本	200	9,139	1,827,800	杭間隔 1.00 m 単第 1 号
			杭列数 2.0 列					
	直接工費						1,827,800	
		共通仮設費					233,000	
		率計算	道路改良工事				492,000	12.76%
	純工費						2,060,800	
		現場管理費	道路改良工事				590,000	28.67%
工事原価							2,650,000	
	一般管理費						381,000	14.38%
工事価格							3,031,000	
	消費税相当額						151,550	5.00%
工事費							3,182,550	

単第 1 号 木杭(杉杭)ハックホー打設工

名称	規格	単位	数量	単価	金額	摘要
普通作業員		人	1.00	14,800	14,800	
とび工		人	2.00	18,000	36,000	
木杭	径18cm×4m 皮むき材(素地)	本	86.83	7,800	677,274	
ハックホー損料	排ガス対策クローラ型山積0.8m <sup>3</sup>	h	6.70	9,784	65,552	
諸雑費		式	1			
末口径	D	cm	18.0			
杭長	L	m	4.00			
根入れ長		m	4.00			
根入れ率	根入れ長/杭長		1.00	4/4		
根入れ補正值			1.21			
基準打込歩掛	A'	人/10本	0.3883			軟弱地盤 1
土質区分						湿った赤土・粘土 2
打込区分			1			飽和した砂・粘土 4
打込歩掛	打込区分×A'	人/10本	0.39	1×0.3883		
配置人数		人	5			
1日当り運転時間	T =	h/日	6.7			
1本当り打込時間	Tb = 打込歩掛/配置人数/10×T×60×根入補正值					
		min/本	3.79	0.39/5/10×6.7×60×1.21		
建込歩掛		人/10本	0.0810			
1本当り建込時間	Ts = 建込歩掛/配置人数/10×T×60	min/本	0.65	0.081/5/10×6.7×60		
ブロック内の平均杭間隔	E	m	1.00			
ハックホーの延移動距離	F	m	0.00	ハックホーの自走による、延移動距離、但しブロック内の移動距離は除く		
杭の全施工本数	G	本				
ハックホーの標準走行速度	V	m/min	50			
1本当り移動段取時間	Tt = (E+F/G)/V+0.17	min/本	0.19	1/50+0.17		
1本当り施工時間	Tc = Tb+Ts+Tt	min/本	4.63	3.79+0.65+0.19		
1日当り打設本数	N = T×60/Tc	本/日	86.83	6.7×60/4.63		
1本当り材積	V' = 18 <sup>2</sup> ×4/10000	m <sup>3</sup> /本	0.1296	18 <sup>2</sup> ×4/10000		
1日当り打設材積	N・V' =	m <sup>3</sup> /日	11.25	86.83×0.1296		
計		本	86.83	9,139	793,626	

## あ と が き

平成 25 年 3 月に、福井県木材利用研究会と福井県雪対策・建設技術研究所（現福井県建設技術研究センター）が共同で発刊した「丸太杭工法を用いた軟弱地盤対策の設計・施工マニュアル」（以下、マニュアル）は、福井県における軟弱地盤対策工法のつとしての丸太杭工法の利用に関する技術基準として活用されてきました。

本マニュアルは下記 URL より入手できます。

福井県木材利用研究会HP（ダウンロードページ）

<http://toshichan.be.fukui-nct.ac.jp/yoshida/mokuzai/link/index.html>

または、

福井県建設技術研究センターHP（ダウンロードページ）

[http://www.fklab.fukui.fukui.jp/yk/publication/publication\\_main.html](http://www.fklab.fukui.fukui.jp/yk/publication/publication_main.html)

しかし、実際の設計では、複雑な設計条件や基準などの解釈について判断に迷うケースも見られ、具体的な設計事例の解説が要望されてきました。そこで、マニュアルに基づいて福井県木材利用研究会から、本設計事例を作成することとしました。

本設計事例では、マニュアルの対象である擁壁・カルバートについて詳細に解説すると共に、参考として積算事例も示しました。

また、本設計事例の参考図書として、「丸太杭工法を用いた軟弱地盤対策の設計・施工マニュアル―抜粋版―」も同時に作成しました。同書では、実際の設計に直接必要なマニュアルの抜粋を掲載しました。

本設計事例の作成に当たっては、実際の設計実務に熟練した福井県木材利用研究会のメンバーであるコンサルタント技術者を中心として作成しました。

平成 26 年 1 月

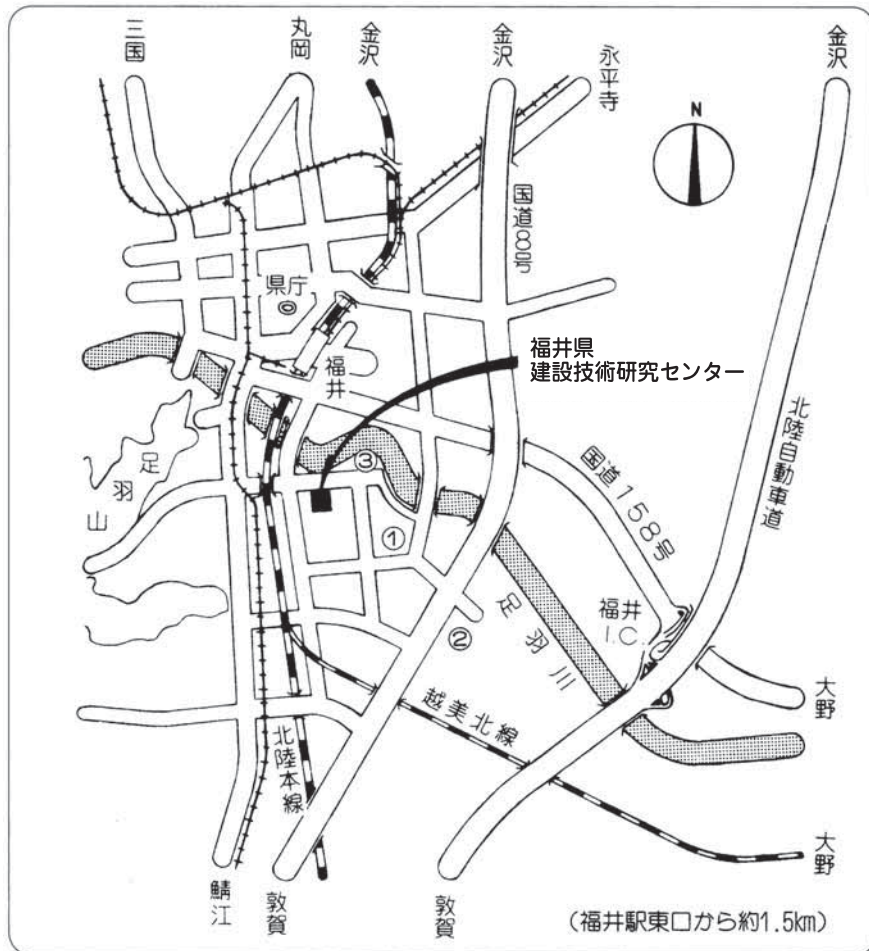
「丸太杭工法を用いた軟弱地盤対策の設計・施工マニュアル―設計事例―」  
編集委員会

「丸太杭工法を用いた軟弱地盤対策の設計・施エマニユアルー設計事例ー」  
編集委員会 名簿

委員 長	荒井 克彦	NPO 福井地域地盤防災研究所
委員	吉田 雅穂	福井工業高等専門学校
	梅田 祐一	株式会社デルタコンサルタント
	藤田 貴準	株式会社キミコン
	久保 光	福井県丹南土本事務所
	梶村 周平	福井県建設技術研究センター



## 所在地見取図



- (注) ① 福井南郵便局  
② 福井県産業会館  
③ 福井刑務所

---

## 丸太杭工法を用いた軟弱地盤対策の 設計・施工マニュアル — 設計事例 —

発行日 平成26年1月

発行所 福井県木材利用研究会  
〒918-8108 福井市春日3丁目303  
福井県建設技術研究センター内

TEL 0776-35-2412

FAX 0776-35-2445

印刷所 足羽印刷株式会社

TEL 0776-23-3732

---