

設計事例（１）

（１）自立式親杭パネル壁

1 設計条件

（１）適用基準

親杭パネル壁における自立式擁壁の設計は、道路土工・擁壁工指針（平成 11 年 3 月版・日本道路協会）、コンクリート標準示方書（平成 14 年度版・土木学会）、ならびに親杭パネル壁工法・設計施工マニュアルを参照して行う。

（２）許容変位量

親杭パネル壁の常時許容変位量は、擁壁天端（笠コン上端）で 5.0cm、設計地盤面で 1.5cm 以下とする。

（３）親杭パネルの形状と親杭の種類

親杭パネル壁は、親杭部分の H 形鋼、壁部材のコンクリート 2 次製品・親杭パネル、基礎コンクリート部（現場打ち）、笠コンクリート部（現場打ち）、ならびに壁パネルに注入する充填モルタル部から構成される。一般に、親杭には H300 から H400 の 3 種類の H 形鋼（鋼管の場合もある）を設計条件に合わせて使用する。表 1 に親杭パネルの形状、親杭間隔および親杭種類を示す。

表 1 親杭パネルの形状と親杭の種類 単位 m

親杭パネルの形状			親杭の形状	
パネル幅	最大厚	平均厚	親杭間隔	親杭の幅
2.00	0.70	0.50	2.00	0.35

（４）擁壁の構造寸法

親杭パネル壁の構造寸法を表 2 のように設定する。また、図 1 には親杭パネル壁の断面寸法を示す。このとき、設計地盤面をレベル 0.000m に設定する。

表 2 親杭パネル壁の構造寸法 単位 m

親杭パネル壁の構造寸法	設定値	親杭パネル壁の構造寸法	設定値
設計笠コン天端レベル	3.450	笠コン天端と設計基準面との差	3.450
設計笠コン高	0.450	計画道路レベル	0.500
基礎天端レベル	0.500	基礎コンの厚さ	0.500
設計基準(地盤)面レベル	0.000	受働土圧作用レベル	0.000

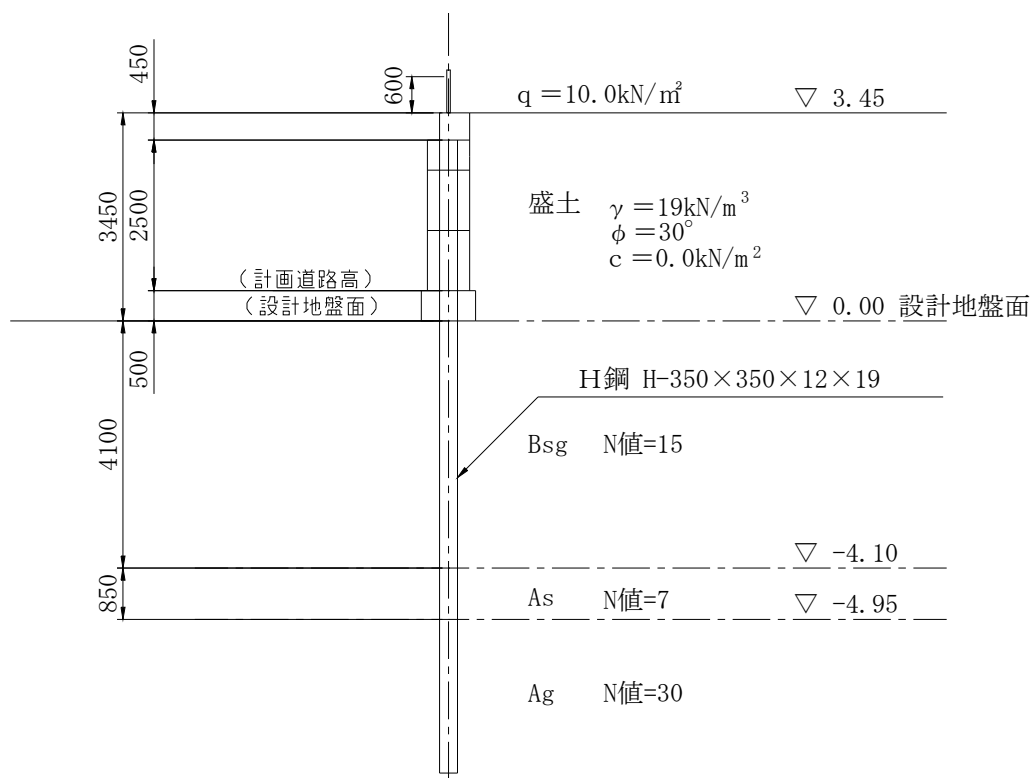


図 1 親杭パネル壁の設定断面と寸法

(5) 設計定数

親杭パネル壁の設計に用いる定数（上載荷重、壁面摩擦角、設計水平震度）を、表 3(1)および表 3(2)に示す。

表 3(1) 上載荷重・壁面摩擦角

上載荷重		壁面摩擦角 (δ)		
常時	地震時		常時	地震時
kN/m ²	kN/m ²	主働側壁面内	2/3 φ	1/2 φ
10.00	5.00	主働・受働側根入部	—	—

注) 根入れ部については壁面摩擦角を考慮しない。

表 3(2) 設計水平震度

設計水平震度 (設定震度・地域補正係数)			
	設定震度	地域係数	設計水平震度
気中 (k)	0.15	1.00	0.15
水中 (k')	0.15	1.00	0.15

2. 検討断面

親杭パネル壁の設計に用いる地盤条件（地層レベル、地層厚、地層種類）および土質定数を表4に示す。

ここで、親杭パネル壁の場合、排水処理を行うため背面水圧については無視する（裏込め砂利または砕石、不織布の設置など）。

表4 親杭パネル壁の設定レベルと地盤および土質条件

設計地盤（地層厚・種類）					設定地盤の土質定数			
地層 No	地層上端 (m)	地層下端 (m)	層厚 (m)	地層種類 区分	単位重量 kN/m ³	粘着力 kN/m ²	N 値	内部摩擦角 (度)
第1層	3.45	0.00	3.45	砂質土	19.00	0.0		
第2層	0.00	-4.10	4.10	砂質土	19.00	0.0	15	30.0
第3層	-4.10	-4.95	0.85	砂質土	18.00	0.0	7	25.0
第4層	-4.95	-20.00	15.05	砂質土	19.00	0.0	30	30.0

3. 土圧算定

(1) 土圧算定式

親杭パネル壁に作用する側圧の算定は、クーロンの土圧算定式(3-1)～式(3-12)を用いて行う。

クーロンの土圧算定式

① 常時主働土圧

$$p_A = (\gamma \times h + q)K_A - 2c\sqrt{K_A} \quad \dots (3-1)$$

$$p_{Ah} = p_A \cos \delta \quad \dots (3-2)$$

- ここに、 p_A : 主働土圧強度 (kN/m²)
 p_{Ah} : 主働土圧強度の水平成分 (kN/m²)
 K_A : クーロン土圧による主働土圧係数
 γ : 土の単位重量 (kN/m³)
 h : 厚さ (m)
 q : 等分布荷重 (kN/m²)
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 土の内部摩擦角(度)
 α : 地表面と水平面とのなす角(度)

- θ : 壁背面と鉛直面とのなす角(度) $\theta = 0^\circ$
 δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角(度)

② 常時受働土圧

$$p_p = (\gamma \times h + q)K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad \dots (3-3)$$

$$p_{ph} = p_p \cos \delta \quad \dots (3-4)$$

- ここに、 p_p : 受働土圧強度 (kN/m²)
 p_{ph} : 受働土圧強度の水平成分 (kN/m²)
 K_p : クーロン土圧による受働土圧係数

土圧係数 K_A , K_p は下記による。

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \quad \dots (3-5)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \quad \dots (3-6)$$

なお、 $\phi \pm \alpha < 0$ の場合には $\sin(\phi \pm \alpha) = 0$ とする。

③ 地震時主働土圧

$$p_{EA} = (\gamma \times h + q')K_{EA} - 2c\sqrt{K_{EA}} \quad \dots (3-7)$$

$$p_{EAh} = p_{EA} \cos \delta_E \quad \dots (3-8)$$

- ここに、 p_{EA} : 地震時主働土圧強度 (kN/m²)
 p_{EAh} : 地震時主働土圧強度の水平成分 (kN/m²)
 K_{EA} : クーロン土圧による地震時主働土圧係数
 γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)
 h : 厚さ (m)
 q' : 地震時等分布荷重 (kN/m²)
 c : 土の粘着力 (kN/m²)

- ϕ : 土の内部摩擦角(度)
- α : 地表面と水平面とのなす角(度)
- θ : 壁背面と鉛直面とのなす角(度) $\theta = 0^\circ$
- δ_E : 壁背面と土との間の壁面摩擦角(度)
- θ_0 : $\tan^{-1} k_h$
- k_h : 設計水平震度

$$P_f = k_h \cdot W_w \quad \dots (3-9)$$

ここに、 P_f : 慣性力 (kN)

W_w : 擁壁自重 (kN)

④ 地震時受働土圧

$$p_{EP} = (\gamma \times h + q') K_{EP} + 2c\sqrt{K_{EP}} \quad \dots (3-10)$$

$$p_{EP_h} = p_{EP} \cos \delta_E \quad \dots (3-11)$$

ここに、 p_{EP} : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)

p_{EP_h} : 地震時受働土圧強度の水平成分 (kN/m²)

K_{EP} : クーロン土圧による地震時受働土圧係数

土圧係数 K_{EA} , K_{EP} は下記による。

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \quad \dots (3-12)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 + \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta - \theta_0 + \delta_E) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta - \theta_0 + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \quad \dots (3-13)$$

ただし、 $\phi \pm \alpha - \theta_0 < 0$ のときは $\sin(\phi \pm \alpha - \theta_0) = 0$ とする。

(2) 土圧算定結果

土圧の算定結果を表 5(1) (常時主働土圧)、表 5(2) (常時受働土圧)、表 6(1) (地震時主働土圧)、ならびに表 6(2) (地震時受働土圧) にそれぞれ示す。

表 5(1) 主働土圧の算定過程と結果 (常時)

主働土圧 地盤層	設計地盤距離 (m)		地層種類 土質名	鉛直荷重 kN/m^2		土圧係数 K_A	壁面係数 $\cos \delta$	主働土圧 kN/m^2	
	地層下端	層厚		上端	下端			P_{AH} (上端)	P_{AH} (下端)
上載層	3.45	0.00	-	-	-	-	-	-	-
第 1 層	0.00	3.45	砂質土	10.0	75.6	0.30	0.94	2.8	21.1
第 2 層	-4.10	4.10	砂質土	75.6	153.5	0.33	1.00	25.2	51.2
第 3 層	-4.95	0.85	砂質土	153.5	168.8	0.41	1.00	62.3	68.5
第 4 層	-20.00	15.05	砂質土	168.8	454.7	0.33	1.00	56.3	151.6

注) 設計地盤距離: 設計地盤面からの距離、地層下端: 地層下端面の地層レベル

表 5(2) 受働土圧の算定過程と結果 (常時)

受働土圧 地盤層	設計地盤距離 (m)		地層種類 土質名	鉛直荷重 kN/m^2		土圧係数 K_P	壁面係数 $\cos \delta$	受働土圧 kN/m^2	
	地層下端	層厚		上端	下端			P_{PH} (上端)	P_{PH} (下端)
第 1 層	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-
第 2 層	-4.10	4.10	砂質土	0.0	77.9	3.00	1.00	0.0	233.7
第 3 層	-4.95	0.85	砂質土	77.9	93.2	2.46	1.00	191.9	229.6
第 4 層	-20.00	15.05	砂質土	93.2	379.2	3.00	1.00	279.6	1137.5

表 6(1) 主働土圧の算定過程と結果 (地震時)

主働土圧 地盤層	設計地盤距離 (m)		地層種類 土質名	鉛直荷重 kN/m^2		土圧係数 K_{EA}	壁面係数 $\cos \delta E$	主働土圧 kN/m^2		慣性力 kN/m^2	
	地層下端	層厚		上端	下端			P_{EAH} (上端)	P_{EAH} (下端)	P_f (上端)	P_f (下端)
上載層	3.45	0.00	-	-	-	-	-	-	-	1.89	1.89
第 1 層	0.00	3.45	砂質土	5.0	70.6	0.41	0.97	2.0	27.8	-	-
第 2 層	-4.10	4.10	砂質土	70.6	148.5	0.43	1.00	30.5	64.3	-	-
第 3 層	-4.95	0.85	砂質土	148.5	163.8	0.52	1.00	76.8	84.7	-	-
第 4 層	-20.00	15.05	砂質土	163.8	449.7	0.43	1.00	70.9	194.7	-	-

表 6(2) 受働土圧の算定過程と結果 (地震時)

受働土圧 地盤層	設計地盤距離 (m)		地層種類 土質名	鉛直荷重 kN/m^2		土圧係数 K_{EP}	壁面係数 $\cos \delta E$	受働土圧 kN/m^2	
	地層下端	層厚		上端	下端			P_{EPH} (上端)	P_{EPH} (下端)
第 1 層	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-
第 2 層	-4.10	4.10	砂質土	0.0	77.9	2.73	1.00	0.0	212.4
第 3 層	-4.95	0.85	砂質土	77.9	93.2	2.21	1.00	172.3	206.2
第 4 層	-20.00	15.05	砂質土	93.2	379.2	2.73	1.00	254.2	1034.0

4 親杭の根入れ長算定

(1) 水平方向地盤反力係数の算定

設計に用いる水平方向地盤反力係数は、日本道路協会「仮設構造物指針（平成 11 年 3 月版）」の推定方法により算定する。このとき、土質地盤では N 値 50 を上限とするが、岩盤地盤の場合には換算 N 値 100 まで期待できるものとし、推定式を以下に示す。また、親杭の断面定数は根固め部分を考慮して表 7 とする。

表 7 親杭の断面定数

親杭根固め部(H鋼+モルタル)の断面定数			
H形鋼の種類(幅寸法)		0.35	m
根固め部幅	B_f	0.495	m
根固め部の断面積	A	0.192	m ² / 本
ヤング係数	E	22.00	kN/mm ²
断面2次モーメント	I	0.0058	m ⁴ / 本
基礎の載荷幅	D	0.495	m

【 水平方向地盤反力係数算定式 】

$$k_H = \eta \cdot k_{H0} (B_H / 0.3)^{-3/4}$$

ここに、
 k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
 η : 壁体係数に関わる係数 $\eta = 4$ (常時・地震時)
 k_{H0} : 直径 30 cm の剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する水平地盤反力係数、 $k_{H0} = 1/0.3 \alpha \cdot E_0$
 B_H : 換算載荷幅 $B_H = 10$ m
 E_0 : 設計対象位置での地盤変形係数
 α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で表 8 による。

表 8 地盤反力係数の推定に用いる係数 E_0 と α

試験方法による変形係数 E_0	α	
	常時	地震時
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2800$ N で求めた変形係数	1	2

【 地盤特性値 β 】

$$\beta = \{ k_H \cdot B_L / (4EI) \}^{1/4} \quad \text{m}^{-1}$$

ここに、 β : 地盤特性値 m^{-1}
 k_H : 水平方向地盤反力係数 kN/m^3
 E : 杭の弾性係数 kN/m^2
 I : 杭の断面二次モーメント m^4
 B_L : 杭径 m

(2) 水平方向地盤反力係数の算定結果

受働地盤の水平方向地盤反力係数および特性値について、計算過程および結果を表 9 に示す。

表 9 受働地盤の水平方向地盤反力係数と特性値

受働地盤	地層深度 (m)		α 値		変形係数 Eo=2800N	水平方向地盤反力係数		特性値 β (1/m)	
	地層下端面	層厚	常時	地震時		常時	地震時	常時	地震時
第 2 層	-4.10	4.10	1	2	42000	40367	80734	0.445	0.529
第 3 層	-4.95	0.85	1	2	19600	18838	37676	0.368	0.438
第 4 層	-20.00	15.05	1	2	84000	80734	161469	0.529	0.630

(3) 親杭の根入れ深さの算定結果

親杭の根入れ長さに関する計算結果を表 10 に示す。また、地層毎の親杭根入れ長さについて表 11 に示す。ここで、親杭の根入れ長は、地層ごとの層厚と特性値の積の合計 (Σn) が 3.14 に達する長さとしている。

表 10 親杭の根入れ長さ

根入れ・算定結果	常時	地震時
計地盤レベル	0.00	0.00
親杭深度レベル	-6.84	-5.90
親杭長さ(計算結果)	6.84	5.90
安全率 γ	1.00	1.00
算定親杭根入れ長	6.90	5.90

表 11 地層ごとの親杭の根入れ長さ詳細

親杭の根入れ地盤		特性値 β_n (1/m)		地層毎の根入れ深さ(m) 常時			地層毎の根入れ深さ(m) 地震時			
地層 No	層厚 m	常時	地震時	n	Σn	Lxi	n	Σn	Lxi	
第 2 層	4.10	0.445	0.529	1.83	1.83	4.10	2.17	2.17	4.10	
第 3 層	0.85	0.368	0.438	0.31	2.14	0.85	0.37	2.54	0.85	
第 4 層	15.05	0.529	0.630	1.00	3.14	1.89	0.60	3.14	0.95	
						6.84				
							5.90			

(4) 親杭長さの決定

親杭の長さは、根入れ長さに設計壁高から笠コンクリートの高さを引いた 10.0m とする。ただし、親杭の根入れ長さは 7.0m としている。

表 12 親杭の長さ（決定長さ）

親杭の長さ	常時	地震時
設計壁高 H_s	3.450	3.450
笠コン高 H_k	0.450	0.450
親杭根入れ L_x'	6.900	5.900
親杭根入れ(丸目)	7.000	6.000
親杭長さ（全長）	10.000	9.000
親杭の決定長さ m	10.000	

5 親杭の断面性能照査

(1) 親杭に作用する荷重

親杭に作用する水平方向の荷重（土圧）と鉛直方向の荷重（土圧および自重）について、その算出結果を表 13 および表 14 に示す。また、設計地盤より深い部分について、鉛直方向の荷重は考慮していない。

表 13 親杭に作用する荷重（常時） 2 m 幅

地 盤		親杭に作用する荷重（常時）				
		水平方向	鉛直方向			
No	層厚	土圧	土圧鉛直成分		自重	合計
	m	kN	$\tan \delta$	kN	kN	kN
第 1 層	3.45	82.5	0.36	30.0	82.80	112.81

表 14 親杭に作用する荷重（地震時） 2 m 幅

地 盤		親杭に作用する荷重（地震時）						
		水平方向			鉛直方向			
No	層厚	土圧	慣性力	合計	土圧鉛直成分		自重	合計
	m	kN	kN	kN	$\tan \delta E$	kN	kN	kN
第 1 層	3.450	102.6	13.0	115.58	0.27	27.5	82.80	110.28

(2) 親杭の断面性能

親杭の断面性能を表 15、親杭に発生する応力度の照査結果を表 16 にそれぞれ示す。親杭の許容曲げ応力度および許容せん断応力度は、常時 140 N/mm²、地震時 210 N/mm²、ならびに常時 80 N/mm²、地震時 120 N/mm² で、いずれのケースも許容応力度以下である。ここで、親杭に発生する最大曲げモーメントは下記式によって計算し、鋼材断面積は 1 mm の腐食しるを考慮した数値である。

最大曲げモーメントの算出式：

$$M_{\max} = -P/2\beta \cdot \{ (1 + 2\beta \cdot h_o)^2 + 1 \}^{0.5} \cdot \exp(-\beta \cdot l_m)$$

$$l_m = 1/\beta \cdot \tan^{-1} \{ 1/(1 + 2\beta \cdot h_o) \}$$

表 15 親杭の断面性能

親杭の断面性能	記号	仕様	単位
幅	B	0.35	m
換算断面係数	Z	0.00201	m ³
フランジ断面積	A_f	11900	mm ²
ウェブ断面積	A_w	3140	mm ²
親杭断面積	A_s	15040	mm ²

表 16 親杭の断面性能照査結果

条 件	曲げモーメント	軸力	せん断力	曲げ圧縮	曲げ引張	せん断
	M	N	Q	σ_s	σ_s	τ
	kN・m	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
常 時	141.6	112.8	82.46	77.9	62.9	26.3
地 震 時	187.2	110.3	115.58	100.4	85.7	36.8
応力度の判定				o k	o k	o k

(3) 親杭パネル壁の変位

親杭パネル壁の変位は、設計地盤面と擁壁天端で確認する。親杭根入れ部と擁壁部の断面性能を表 17、変位の計算結果を表 18 にそれぞれ示す。ここで、設計地盤面における変位は、親杭を根固めモルタルの換算断面で、天端部は設計地盤変位に傾斜角変位と親杭パネル壁部（中詰モルタルの換算断面）の片持ち梁として算出した変位を加算している。親杭パネル壁に発生する変位は、許容変位量（常時および地震時とも設計地盤面 15mm、天端変位 50mm）以下であることがわかる。また、変位の算定式を合せて示す。

表 17 親杭パネル壁の断面性

親杭・親杭壁の断面性能	記号	仕様	単位
親杭パネル壁(中詰考慮)	$E1$	28.0	kN/mm ²
換算断面2次モーメント	$I1$	0.0177	m ⁴
親杭の根固め部	$E2$	22.0	kN/mm ²
換算断面2次モーメント	$I2$	0.0058	m ⁴

表 18 親杭パネル壁の設計地盤面および天端変位の照査結果

条件	設計地盤面	擁壁天端		
	変位	たわみ角変位	片持ち梁変位	総変位
	δ_1	δ_2	δ_3	δ
	mm	mm	mm	mm
常時	5.78	12.10	0.42	18.29
地震時	5.14	13.19	0.58	18.91
判定	o k			o k

【変位の算出式】

$$\text{設計地盤面変位 } \delta_1 : \quad \delta_1 = (1 + \beta \cdot h_o) / (2EI \cdot \beta^3) \cdot P$$

$$\text{設計地盤面杭頭傾斜角 } \alpha : \quad \alpha = (1 + \beta \cdot h_o)^2 / (2EI \cdot \beta^2) \cdot P$$

$$\text{たわみ角変位 } \delta_2 : \quad \delta_2 = \alpha \cdot H$$

$$\text{片持ち梁変位 } \delta_3 : \quad \delta_3 = PH^3 / (6EI) \cdot (-\gamma^3 + 3\gamma^2)$$

$$\gamma = h_o / H$$

$$h_o = \text{土圧作用点位置 (設計地盤から)}$$

6 親杭の支持力

(1) 親杭の鉛直支持力

親杭の鉛直支持力について、算定条件と結果を表 19、親杭の根入れ詳細を表 20 に示す。
また、支持力算定式を合せて示す。

表 19 親杭の支持力算定条件と結果

親杭埋込み長	Lx	7.00	m	先端地盤極限支持力	$qd=L/D \cdot N$	3000.0	kN/m ²
親杭(根固め部)幅	$B \text{ or } D$	0.495	m	地盤周面摩擦力・計	$\sum (li \cdot fi)$	644.8	kN/m
根固め部周長	U	1.555	m	地盤別周面摩擦力	$U \cdot \sum (li \cdot fi)$	1002.6	kN
根固め部先端面積	A	0.192	m ²	先端極限支持力	$qd \cdot A$	577.3	kN
先端地盤力 粘性土	C	0.0	kN/m ²	極限支持力	Ru	1579.9	kN
先端地盤力 親杭の長さ	N	300	kN/m ²	安全率	n	3	
極限支持力係数	L/D	10		親杭許容支持力	Ra	526.6	kN/2m幅

表 20 親杭の地層ごとの根入れと支持力の関係

根入れ 地盤の 層 番号	親杭根入れ部の地盤条件				地盤別周面摩擦力			先端極限支持力	
	地層種類	層別杭長	粘着力	N 値	摩擦用値	極限地盤	周面摩擦	極限支持	先端支持
		li (m)	kN/m2		fi	li・fi	kN	kN/m2	kN
第 2 層	砂質土	4.10	0.0	15.0	75.0	307.5	478.2		
第 3 層	砂質土	0.85	0.0	7.0	35.0	29.8	46.3		
第 4 層	砂質土	2.05	0.0	30.0	150.0	307.5	478.2	3000.0	577.3
根入れ長		7.00					1002.6		577.3

【 親杭の支持力算定式 】

許容鉛直支持力 $R_a = 1/n \cdot R_u$

ここに、 n ： 安全率 ($n=3$)

R_u ： 地盤から決まる土留壁の極限支持力 kN

$$R_u = qd \cdot A + U \cdot \sum (l_i \cdot f_i)$$

qd ： 土留壁先端地盤の極限支持力度 kN/m²

A ： 土留壁の先端面積 m²

U ： 周長 m

l_i ： 周辺摩擦力を考慮する層の厚さ m

f_i ： 周辺摩擦力を考慮する層の最大周辺摩擦力度 kN

(2) 親杭鉛直支持力の判定

表 21 に判定結果を示す。親杭に作用する鉛直力は、許容支持力以下である。

表 21 親杭の支持力判定

壁自重 (鉛直荷重)	W_j	82.8	kN/2m幅
土圧 (鉛直成分)	W_d	30.0	kN/2m幅
鉛直成分の合計	W_j+W_d	112.8	kN/2m幅
親杭の許容支持力	R_a	526.6	
親杭の支持力	判定	o k	

設計事例 (2)

(2) アンカー式親杭パネル壁

1 設計条件

(1) 適用基準

親杭パネル壁における自立式擁壁の設計は、道路土工・擁壁工指針（平成 11 年 3 月版・日本道路協会）、コンクリート標準示方書（平成 14 年度版・土木学会）ならびに親杭パネル壁工法・設計施工マニュアルを参照して行う。

(2) 許容変位量

親杭パネル壁の常時許容変位量は、擁壁天端（笠コン上端）で、5.0cm ならびに設計地盤面で 1.5cm 以下とする。また、アンカーの支点変位は無いものとする。

(3) 親杭パネルの形状と親杭の種類

親杭パネル壁は、親杭部分の H 形鋼、壁部材のコンクリート 2 次製品・親杭パネル、基礎コンクリート部（現場打ち）、笠コンクリート部（現場打ち）、ならびに壁パネルに注入する充填モルタル部から構成される。一般に、親杭には H300 から H400 の 3 種類の H 形鋼（鋼管の場合もある）を設計条件に合わせて使用する。表 1 に親杭パネルの形状、親杭間隔および親杭種類を示す。

表 1 親杭パネルの形状と親杭の種類 単位 m

親杭パネルの形状			親杭の形状	
パネル幅	最大厚	平均厚	親杭間隔	親杭の幅
2.00	0.70	0.50	2.00	0.30

(4) 擁壁の構造寸法

親杭パネル壁の構造寸法を、表 2(1)および表 2(2)のように設定する。図 1 に親杭パネル壁の断面寸法を示す。このとき、設計地盤面をレベル 0.000m に設定するとともに、盛土部をアンカーの設置段数に応じて層区分した。また、アンカーの荷重負担幅は 4 m とし、設計地盤面に近いアンカーを 1 段目としている。

表 2(1) アンカーの布設レベルと角度

アンカーの布設位置	地層番号	布設レベル (m)	布設角度
2 段目アンカー	2	4.250	15.0
1 段目アンカー	3	1.750	15.0

表 2(2) 親杭パネル壁の構造寸法

親杭パネル壁の構造寸法	設定値	親杭パネル壁の構造寸法	設定値
設計笠コン天端レベル	6.100	笠コン天端と設計基準面との差	6.100
設計笠コン高	0.600		
基礎天端レベル	0.500	基礎コンの厚さ	0.500
設計基準(地盤)面レベル	0.000	受働土圧作用レベル	0.000

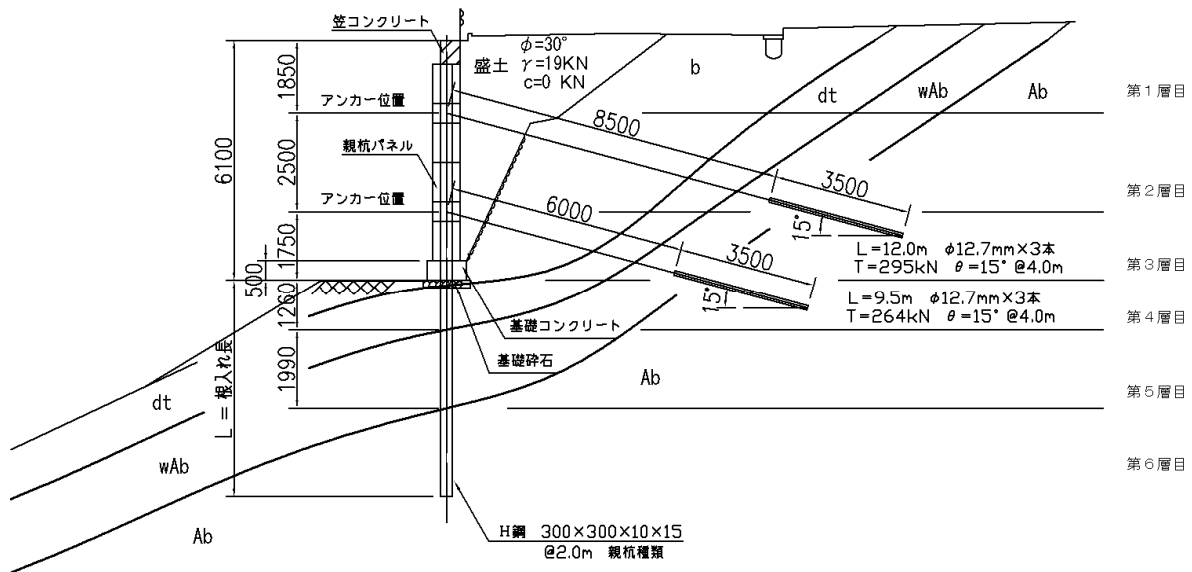


図 1 親杭パネル壁の設定断面と寸法

(5) 設計定数

親杭パネル壁の設計に用いる定数（上載荷重、壁面摩擦角、設計水平震度）を、表 3(1)および表 3(2)に示す。

表 3(1) 上載荷重・壁面摩擦角

上載荷重		壁面摩擦角 (δ)		
常時	地震時		常時	地震時
kN/m^2	kN/m^2	主働側壁面内	$2/3\phi$	$1/2\phi$
10.00	5.00	主働・受働側根入部	—	—

注) 根入れ部については壁面摩擦角を考慮しない。

表 3(2) 設計水平震度

設計水平震度 (設定震度・地域補正係数)			
	設定震度	地域係数	設計水平震度
気中 (k)	0.15	1.00	0.15
水中 (k')	0.15	1.00	0.15

2 検討断面

親杭パネル壁の設計に用いる地盤条件（地層レベル、地層厚、地層種類）および土質定数を、表 4 に示す。

ここで、親杭パネル壁の場合、排水処理を行うため背面水圧については無視する（裏込め砂利または砕石、不織布の設置など）。

表 4 親杭パネル壁の設定レベルと地盤および土質条件

設計地盤 (地層厚・種類)					設定地盤の土質定数			
地層 No	地層上端 (m)	地層下端 (m)	層厚 (m)	地層種類 区分	単位重量 kN/m ³	粘着力 kN/m ²	N 値	内部摩擦角 (度)
第 1 層	6.10	4.25	1.85	砂質土	19.00	0.0		10
第 2 層	4.25	1.75	2.50	砂質土	19.00	0.0	10	30.0
第 3 層	1.75	0.00	1.75	砂質土	19.00	0.0	10	30.0
第 4 層	0.00	-1.26	1.26	砂質土	19.00	0.0	11	30.0
第 5 層	-1.26	-3.25	1.99	軟岩	20.00	0.0	30	33.0
第 6 層	-3.25	-20.00	16.75	硬質岩	22.00	0.0	50	35.0

3 土圧算定

(1) 土圧算定式

親杭パネル壁に作用する側圧の算定は、前出の式(3-1)～式(3-12)を用いた。また、親杭パネル壁の受働側は傾斜地形であるが、 $1.5/\beta$ 程度の小段を設けているので受働土圧の低減は行わないものとする。

(2) 土圧算定結果

土圧の算定結果を、表 5(1) (常時・主働土圧)、表 5(2) (常時・受働土圧)、表 6(1) (地震時・主働土圧) および表 6(2) (地震時・受働土圧) にそれぞれ示す。

表 5(1) 主働土圧および受働土圧の算定過程と結果 (常時)

主働土圧 地盤層	設計地盤距離 (m)		地層種類 土質名	鉛直荷重 kN/m ²		土圧係数 K _A	壁面係数 cos δ	主働土圧 kN/m ²	
	地層下端	層厚		上端	下端			P _{AH} (上端)	P _{AH} (下端)
上載層	6.10	0.00	-	-	-	-	-	-	-
第 1 層	4.25	1.85	砂質土	10.0	45.2	0.30	0.94	2.8	12.6
第 2 層	1.75	2.50	砂質土	45.2	92.7	0.30	0.94	12.6	25.9
第 3 層	0.00	1.75	砂質土	92.7	125.9	0.30	0.94	25.9	35.2
第 4 層	-1.26	1.26	砂質土	125.9	149.8	0.33	1.00	42.0	49.9
第 5 層	-3.25	1.99	軟岩	149.8	189.6	0.29	1.00	44.2	55.9
第 6 層	-20.00	16.75	硬質岩	189.6	558.1	0.27	1.00	51.4	151.3

表 5(2) 主働土圧および受働土圧の算定過程と結果 (常時)

受働土圧 地盤層	設計地盤距離 (m)		地層種類 土質名	鉛直荷重 kN/m ²		土圧係数 K _P	壁面係数 cos δ	受働土圧 kN/m ²	
	地層下端	層厚		上端	下端			P _{PH} (上端)	P _{PH} (下端)
第 1 層									
第 2 層									
第 3 層	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-
第 4 層	-1.26	1.26	砂質土	0.0	23.9	3.00	1.00	0.0	71.8
第 5 層	-3.25	1.99	軟岩	23.9	63.7	3.39	1.00	81.2	216.2
第 6 層	-20.00	16.75	硬質岩	63.7	432.2	3.69	1.00	235.2	1595.0

表 6(1) 主働土圧および受働土圧の算定過程と結果 (地震時)

主働土圧 地盤層	設計地盤距離 (m)		地層種類 土質名	鉛直荷重 kN/m ²		土圧係数 K _{EA}	壁面係数 cos δ _E	主働土圧 kN/m ²		慣性力 kN/m ²	
	地層下端	層厚		上端	下端			P _{EAH} (上端)	P _{EAH} (下端)	P _f (上端)	P _f (下端)
上載層	6.10	0.00	-	-	-	-	-	-	-	1.88	1.88
第 1 層	4.25	1.85	砂質土	5.0	40.2	0.41	0.97	2.0	15.8	-	-
第 2 層	1.75	2.50	砂質土	40.2	87.7	0.41	0.97	15.8	34.5	-	-
第 3 層	0.00	1.75	砂質土	87.7	120.9	0.41	0.97	34.5	47.6	-	-
第 4 層	-1.26	1.26	砂質土	120.9	144.8	0.43	1.00	52.3	62.7	-	-
第 5 層	-3.25	1.99	軟岩	144.8	184.6	0.39	1.00	56.2	71.6	-	-
第 6 層	-20.00	16.75	硬質岩	184.6	553.1	0.36	1.00	66.5	199.2	-	-

表 6(2) 主働土圧および受働土圧の算定過程と結果 (地震時)

受働土圧 地盤層	設計地盤距離 (m)		地層種類 土質名	鉛直荷重 kN/m ²		土圧係数 K _{EP}	壁面係数 cos δ _E	受働土圧 kN/m ²	
	地層下端	層厚		上端	下端			P _{EPH} (上端)	P _{EPH} (下端)
第 1 層									
第 2 層									
第 3 層	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-
第 4 層	-1.26	1.26	砂質土	0.0	23.9	2.73	1.00	0.0	65.3
第 5 層	-3.25	1.99	軟岩	23.9	63.7	3.10	1.00	74.3	197.9
第 6 層	-20.00	16.75	硬質岩	63.7	432.2	3.39	1.00	216.1	1465.7

4 根入れ長算定

(1) 水平方向地盤反力係数の算定

設計に用いる水平方向地盤反力係数は、日本道路協会「仮設構造物工指針（平成11年3月版）」の推定方法により算定する。このとき、土質地盤ではN値50を上限とするが、岩盤地盤の場合には換算N値100まで期待できるものとする。また、親杭の断面定数は根固め部分を考慮して表7に示す。

表7 親杭の断面定数

親杭根固め部(H鋼+モルタル)の断面定数			
H形鋼の種類(幅寸法)		0.30	m
根固め部幅	Bf	0.424	m
根固め部の断面積	A	0.141	m ² /本
ヤング係数	E	22.00	kN/mm ²
断面2次モーメント	I	0.0030	m ⁴ /本
基礎の載荷幅	D	0.424	m

(2) 水平方向地盤反力係数の算定結果

受働地盤の水平方向地盤反力係数および特性値について、計算結果を表8に示す。算定式については、設計事例(1)を参照した。

表8 受働地盤の水平方向地盤反力係数値

受働地盤	地層深度 (m)		α 値		変形係数 Eo=2800N	水平方向地盤反力係数		特性値 β (1/m)	
	地層下端面	層厚	常時	地震時		常時	地震時	常時	地震時
第4層	-1.26	1.26	1	2	30800	29603	59205	0.468	0.557
第5層	-3.25	1.99	1	2	84000	80734	161469	0.602	0.716
第6層	-20.00	16.75	1	2	140000	134557	269115	0.684	0.813

(3) 親杭の根入れ深さの算定結果

親杭の根入れ長さは、最下段アンカーを基点とする主働および受働土圧のバランスから算出し、安全率を乗じて根入れ長さとする。親杭の根入れ長さに関する計算結果を表9に示す。

表9 親杭の根入れ長さ算定 単位m

根入れ・算定結果	常時	地震時
計地盤レベル	0.00	0.00
親杭深度レベル	-2.50	-3.08
親杭長さ(計算結果)	2.50	3.08
安全率 γ	1.50	1.20
算定親杭根入れ長	3.80	3.70

(4) 親杭長さの決定

親杭の長さは、根入れ長さに設計壁高から笠コンクリートの高さを引いた 9.50 mとする（最低根入れ長は 4.0m）。

表 10 親杭の決定長さ 単位 m

親杭の長さ	常時	地震時
設計壁高 H_s	6.100	6.100
笠コン高 H_k	0.600	0.600
親杭根入れ L_x'	4.000	4.000
親杭根入れ(丸目)	4.000	4.000
親杭長さ (全長)	9.500	9.500
親杭の決定長さ m	9.500	

5 親杭の断面性能照査

(1) 仮想支点位置と各段におけるアンカー力

仮想支点の位置は、基礎コンクリート下端における受働土圧によるモーメントと同等のモーメントを集中荷重で置き換えた位置に設定する。仮想支点の設計地盤面からの深さ、ならびに下方分担法（慣用法による土留め壁の設計¹¹⁾）によって算出した各段ごとのアンカー力（4 m幅）について表 11 に示す。

表 11(1) 仮想支点の算出過程と各段のアンカー力（常時）

地盤層 No	仮想支点の算定（常時）					主働土圧（4 m幅）			各段ごとのアンカー力(常時)		
	受働土圧 kN/m^2		基礎下端	受働M	作用力	主働土圧 kN/m^2		地層厚	水平方向	鉛直方向	15度方向
	P_p (上端)	P_p (下端)	根入(m)	$M(kN\cdot m)$	$F(kN)$	P_a (上端)	P_a (下端)	m	kN	kN	kN
第 1 層						11.18	50.46	1.850			
第 2 層						50.46	103.54	2.500	249.50	66.85	258.31
第 3 層	-	-				103.54	140.70	1.750	213.71	57.26	221.25
第 4 層	0.00	71.82	1.260	38.0	45.2			1.260			
第 5 層	81.21	165.25	2.499	297.6	152.7			0.436			
		仮想支点	1.696	335.6	197.9						

表 11(2) 仮想支点の算出過程と各段のアンカー力（地震時）

地盤層 No	仮想支点の算定（常時）					主働土圧（4 m幅）			各段ごとのアンカー力(常時)		
	受働土圧 kN/m^2		基礎下端	受働M	作用力	主働土圧 kN/m^2		地層厚	水平方向	鉛直方向	15度方向
	P_p (上端)	P_p (下端)	根入(m)	$M(kN\cdot m)$	$F(kN)$	P_a (上端)	P_a (下端)	m	kN	kN	kN
第 1 層						7.87	63.19	1.850			
第 2 層						63.19	137.95	2.500	317.15	84.98	328.34
第 3 層	-	-				137.95	190.28	1.750	287.20	76.95	297.33
第 4 層	0.00	65.29	1.260	34.6	41.1			1.260			
第 5 層	74.31	187.18	3.078	546.7	237.7			0.824			
		仮想支点	2.084	581.2	278.8						

(2) 鉛直方向の作用荷重算出

鉛直方向に作用する荷重(アンカー力の鉛直成分、土圧鉛直成分および自重)について、その算出結果を表 12 に示す。また、設計地盤より深い部分について、鉛直方向の荷重は考慮していない。

表 12 親杭パネル壁に作用する鉛直方向の作用荷重

地 盤		鉛直方向の作用荷重 (常時)				鉛直方向の作用荷重 (地震時)			
No	層 厚 m	アンカー	土圧	自重	合計	アンカー	土圧	自重	合計
		kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
第 1 層	1.850		20.7	92.5	113.2		17.6	92.5	110.1
第 2 層	2.500	66.9	90.8	217.5	375.2	85.0	85.0	217.5	387.5
第 3 層	1.750	124.1	168.6	305.0	597.7	161.9	161.9	305.0	628.9

(3) 親杭に作用する外力と断面力の算定

親杭に発生する曲げモーメント、せん断力および軸力の算定結果を、表 13(1)および表 13(2)に示す。この時、最上段アンカーから上の範囲は片持ち梁、アンカー間、ならびにアンカーと仮想支点間はそれぞれ単純支持梁と仮定している。また、曲げモーメントおよびせん断力の最大値発生位置 (x) は、各地層上端からの距離を示す。仮想支点位置については、設計地盤面から 1.70m (常時) および 2.08m (地震時) の深さである。

表 13(1) 親杭に作用する外力算定結果 (2m幅) (常時)

地 盤 No	親杭パネル擁壁に作用する荷重 (常時)				断面力の算定		親杭に発生する断面力 (常時)				
	主働土圧 kN/m ²		地層厚 m	載荷幅 B m	支点距離 m	構造形式	Mmax kN・m	x = m	Qmax kN	x = m	N kN
	Pa (上端)	Pa (下端)									
第 1 層	2.79	12.61	1.850	2.000	1.850	片持梁	20.77	1.850	28.50	1.850	56.62
第 2 層	12.61	25.88	2.500	2.000	2.500	単純支持	30.18	1.321	53.65	2.500	187.58
第 3 層	25.88	35.17	1.750	2.000	3.446	単純支持	54.25	1.332	78.35	0.000	298.86
第 4 層			1.260								
第 5 層			0.436			仮想支点					

表 13(2) 親杭に作用する外力算定結果 (2m幅) (地震時)

地盤層 No	親杭パネル擁壁に作用する荷重 (地震時)						断面力の算定		親杭に発生する断面力 (地震時)						
	主働土圧 kN/m ²		慣性力 kN/m ²		合 計 kN/m ²		地層厚 m	載荷幅 B m	支点距離 m	構造形式	Mmax kN・m	x = m	Qmax kN	x = m	N kN
	Pa (上端)	Pa (下端)	Pfa (上端)	Pfa (下端)	PKEa (上端)	PKEa (下端)									
第 1 層	1.97	15.80	1.88	1.88	3.85	17.68	1.850	2.000	1.850	片持梁	28.95	1.850	39.82	1.850	56.92
第 2 層	15.80	34.49	1.88	1.88	17.68	36.37	2.500	2.000	2.500	単純支持	42.36	1.321	75.34	2.500	198.11
第 3 層	34.49	47.57	1.88	1.88	36.37	49.45	1.750	2.000	3.834	単純支持	81.75	1.375	114.17	0.000	320.58
第 4 層							1.260								
第 5 層							0.824			仮想支点					

(4) 親杭の性能判定 (断面照査)

計算に用いた親杭の断面性能を表 14、親杭に発生する断面力と応力度の算定結果を、表 15 にそれぞれ示す。親杭に発生する曲げ圧縮応力度、曲げ引張応力度、ならびに、せん断応力度とも許容応力度以下 (常時、地震時) である。応力度の照査は、片持ち梁 (Ⅰ : 最上段アンカーより上の部分)、アンカー間 (Ⅱ)、ならびに最下段アンカーと仮想支点間 (Ⅲ) について行い、曲げ圧縮および引張応力度の算定には鋼材断面積 (フランジとウェブの合計) を、せん断応力度にはウェブ面積を用いている。ここで、鋼材断面積は 1 mm の腐食しを考慮した数値である。

表 14 親杭の断面性能

親杭の断面性能	記号	仕様	単位
親杭の幅	B	0.30	m
換算断面係数	Z	0.00115	m^3
フランジ断面積	A_f	7800	mm^2
ウェブ断面積	A_w	2176	mm^2
親杭断面積	A_s	9976	mm^2

表 15(1) 親杭の断面力と応力度の関係 (常時)

構造形式	親杭に発生する断面力			親杭に発生する応力度		
	曲げ	せん断	軸力	曲げ圧縮	曲げ引張	せん断
	Mmax	Qmax	N	応力度	応力度	応力度
	kN·m	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Ⅰ 片持ち梁	20.77	28.50	56.62	23.78	18.10	13.10
Ⅱ 単純支持梁	30.18	53.65	187.58	45.11	26.31	24.66
Ⅲ 単純支持梁	54.25	78.35	298.86	77.25	47.30	36.00

常時許容応力度 ≤140 ≤140 ≤80

表 15(2) 親杭の断面力と応力度の関係 (地震時)

構造形式	親杭に発生する断面力			親杭に発生する応力度		
	曲げ	せん断	軸力	曲げ圧縮	曲げ引張	せん断
	Mmax	Qmax	N	応力度	応力度	応力度
	kN·m	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Ⅰ 片持ち梁	28.95	39.82	56.92	30.94	25.24	18.30
Ⅱ 単純支持梁	42.36	75.34	198.11	56.79	36.93	34.62
Ⅲ 単純支持梁	81.75	114.17	320.58	103.40	71.27	52.47

地震時許容応力度 ≤210 ≤210 ≤120

(5) 親杭パネル壁の変位

親杭パネル壁の変位は、天端部と設計地盤面で確認する。アンカー併用式親杭パネル壁の場合、天端変位は最上段アンカーの布設位置から上の盛土部分を片持ち梁としている。また、設計地盤面における変位は最下端アンカーと仮想支点間を単純支持梁とし、アンカー力に相当する荷重を設計地盤面レベルに作用させて算出した。親杭パネル壁の荷重条件、断面性能、ならびに変位の計算結果を、表 16、表 17 および表 18 にそれぞれ示す。ここで、荷重位置（作用点）は地層上端から作用点までの距離とした。親杭パネル壁に発生する変位は、許容変位量（常時および地震時とも設計地盤面 15mm、天端変位 50mm）以下である。

表 16 親杭パネル壁の荷重条件 (2 m幅)

天端変位 $\delta 1$ (片持ち梁)	荷重	支点間距離	天端～作用点	作用点～支点	γ	変位
	P (kN)	L (m)	a (m)	b (m)	b/L	mm
常時	28.5	1.850	1.122	0.728	0.394	0.026
地震時	39.8	1.850	1.123	0.727	0.393	0.036

設計地盤面変位 $\delta 2$ (単純支持梁)	荷重	支点間距離	支点～作用点	作用点～支点	γ	変位
	P (kN)	L (m)	a (m)	b (m)	a/L	mm
常時	106.9	3.446	0.919	2.527	0.267	1.006
地震時	150.2	3.834	0.919	2.915	0.240	1.823

表 17 親杭パネル壁の断面性能

親杭・親杭壁の断面性能	記号	仕様	単位
親杭パネル壁(中詰考慮)	$E1$	28.0	kN/mm ²
換算断面2次モーメント	$I1$	0.0166	m ⁴
親杭の根固め部	$E2$	22.0	kN/mm ²
換算断面2次モーメント	$I2$	0.0030	m ⁴

表 18 親杭パネル壁の変位 (天端と設計地盤面)

条 件	擁壁天端変位	設計地盤面変位
	$\delta 1$	$\delta 2$
	mm	mm
常時	0.03	1.01
地震時	0.04	1.82
判定	o k	o k

【変位の算出式】

$$\text{天端変位（片持ち梁） } \delta_1: \quad \delta_1 = \frac{PL^3}{6E_1I_1}(-\gamma^3 + 3 \times \gamma^2)$$

ここで、 δ_1 : 変位
 L : 支点間距離
 E_1 : 親杭パネルの弾性係数
 I_1 : 親杭パネルの換算断面二次モーメント
 a : 天端から作用点までの距離
 b : 作用点からアンカー位置までの距離
 γ : b/L

$$\text{設計地盤面変位 } \delta_2: \quad \delta_2 = \frac{PaL^2}{6E_2I_2} \left\{ (1 - \gamma^2) \times \left(\frac{x}{L} \right) - \left(\frac{x}{L} \right)^3 \right\}$$

ここで、 δ_2 : 変位
 L : 支点間距離
 E_2 : 根固め部の弾性係数
 I_2 : 根固め部の換算断面二次モーメント
 a : アンカー支点から作用点までの距離
 b : 作用点から仮想支点までの距離
 γ : b/L ($b < a$)、 a/L ($a < b$)

6 アンカーパネルの選定

(1) アンカー力の算定結果

アンカー力は下方分担法に準じて算定し、計算結果を表 19 に示す。ここでは、最下段アンカーを 1 段目としている。

表 19 アンカー力の算定結果

	各段ごとのアンカー力（常時）		各段ごとのアンカー力（地震時）	
	1 段目	2 段目	1 段目	2 段目
算定アンカー力（kN）	213.7	249.5	287.2	317.2
負担幅（m）	4.0	4.0	4.0	4.0
アンカー削孔角（度）	15.0	15.0	15.0	15.0
掘削孔方向力（kN）	221.2	258.3	297.3	328.3
係数	1.00	1.00	1.00	1.00
設定アンカー力（kN）	221.2	258.3	297.3	328.3
アンカー部材の種類	300 kN用	300 kN用	300 kN用	300 kN用

(2) アンカーパネルの種類とアンカー一定着長

アンカーパネルの種類とアンカー一定着長の算定結果を表 20 に示す。このとき、最低定着長を 3.00m に設定している。アンカーパネルの種類は、1 段目および 2 段目とも 300 kN 用である。

表 20 アンカーパネルの種類アンカー一定着長の算定結果

アンカー 段数	アンカー力と適用部材		アンカー布設位置		常時		地震時		アンカー一定着長 (m)		
	設定アンカー力 (kN)		親杭部材	レベル	布設角	地山付着	鋼材付着	地山付着	鋼材付着	最低長さ	定着長さ
	常時	地震時	適用	m	度	La (m)	Lb (m)	Lae (m)	Lbe (m)	Lmin	Li
2 段目	258.3	328.3	300 kN用	4.25	15.00	2.98	2.70	2.27	3.43	3.00	3.50
1 段目	221.2	297.3	300 kN用	1.75	15.00	2.55	2.31	2.06	3.11	3.00	3.50

(注) 記号

L_a = 地山とアンカーモルタルの必要付着長 (常時)
 L_{ae} = 地山とアンカーモルタルの必要付着長 (地震時)
 L_b = 鋼材とアンカーモルタルの必要付着長 (常時)
 L_{be} = 鋼材とアンカーモルタルの必要付着長 (地震時)
 L_{min} = 最低アンカー一定着長 3.00 (m)

地山とアンカーモルタルの必要定着長

$L_a = (Poi \times Fs) / (\pi \times D \times \tau)$
 $L_{ae} = (Poei \times Fse) / (\pi \times D \times \tau)$

F_s : 常時安全率 2.50

F_{se} : 地震時安全率 1.50

D : 削孔径 11.5 (cm)

τ : 地盤とモルタルの付着強度 0.6 (N/mm²)

鋼材とアンカーモルタルの必要定着長

$L_b = Poi / (n \times \pi \times \phi \times \tau)$

$L_{be} = Poei / (n \times \pi \times \phi \times \tau)$

n : 鋼材本数

ϕ : 鋼材の径 1.27 (cm)

τ : 鋼材とモルタルの付着強度 0.8 (N/mm²)

7 親杭の支持力

(1) 親杭の鉛直支持力

親杭の鉛直支持力について、算定条件と結果を表 21 および表 22 に示す。また、支持力算定式は、12 ページと同一である。

表 21 親杭の支持力算定結果

親杭埋込み長	L_x	4.00	m	先端地盤極限支持力	$qd=L/D \cdot N$	4717.0	kN/m ²
親杭(根固め部)幅	$B \text{ or } D$	0.424	m	地盤周面摩擦力・計	$\sum(li \cdot fi)$	517.8	kN/m
根固め部周長	U	1.332	m	地盤別周面摩擦力	$U \cdot \sum(li \cdot fi)$	689.7	kN
根固め部先端面積	A	0.141	m ²	先端極限支持力	$qd \cdot A$	666.0	kN
先端地盤力 粘性土	C	0.0	kN/m ²	極限支持力	R_u	1355.7	kN
先端地盤力	N	500.0	kN/m ²	安全率	n	3	
極限支持力係数	L/D	9.43		親杭許容支持力	R_a	451.9	kN/2m幅

表 22 親杭の支持力算定条件と集計結果

根入れ 地盤の 層 番号	親杭根入れ部の地盤条件				地盤別周面摩擦力			先端極限支持力	
	地層種類	層別杭長	粘着力	N 値	摩擦用値	極限地盤	周面摩擦	極限支持	先端支持
		li (m)	kN/m ²		fi	li・fi	kN	kN/m ²	kN
第 4 層	砂質土	1.26	0.0	11.0	55.0	69.3	92.3		
第 5 層	軟 岩	1.99	0.0	30.0	150.0	298.5	397.6		
第 6 層	硬質岩	0.75	0.0	50.0	200.0	150.0	199.8	4717.0	666.0
根入れ長		4.00					689.7		666.0

(2) 親杭鉛直支持力の判定

表 23 に判定結果を示す。親杭に作用する鉛直力は、許容支持力以下である。

表 23 親杭の支持力判定

壁自重 (鉛直荷重)	Wj	303.0	kN/4m幅
土圧 (鉛直成分)	Wd	168.6	kN/4m幅
アンカー力 (鉛直成分)	Wa	124.1	kN/4m幅
鉛直成分の合計	Wj+Wd+Wa	595.7	kN/4m幅
親杭の許容支持力	Ra	903.8	
親杭の支持力	判定	o k	