参考資料

擁壁構造計算例

○擁壁構造計算例

・L 型擁壁（1）（高さ：2.0m） …… 84

・L 型擁壁（2）（高さ：2.5m） …… 91

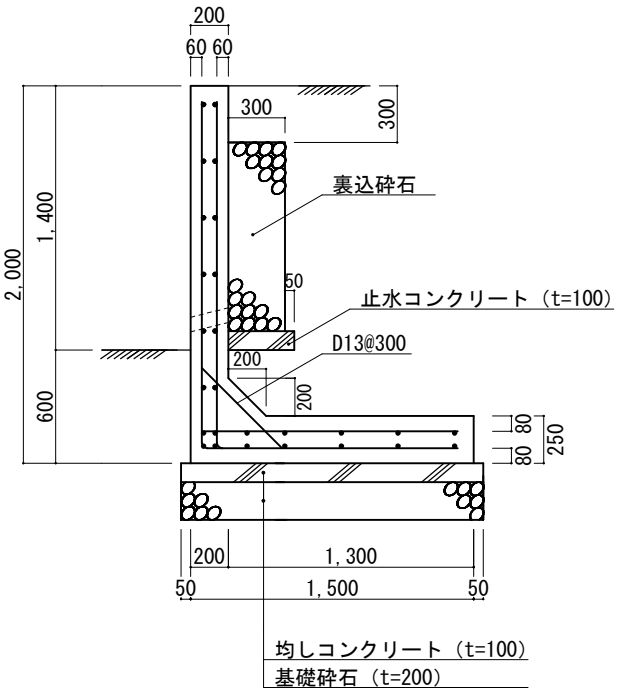
・L 型擁壁（3）（高さ：3.0m） …… 98

・重力式擁壁（高さ：2.0m） …… 106

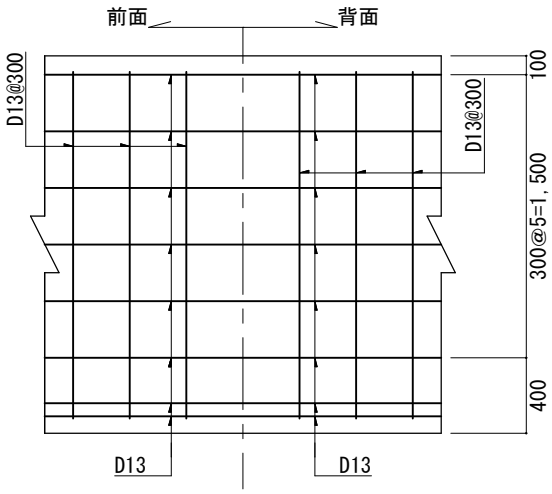
L型擁壁（1）　高さ：2.0m

L型擁壁構造図（例）

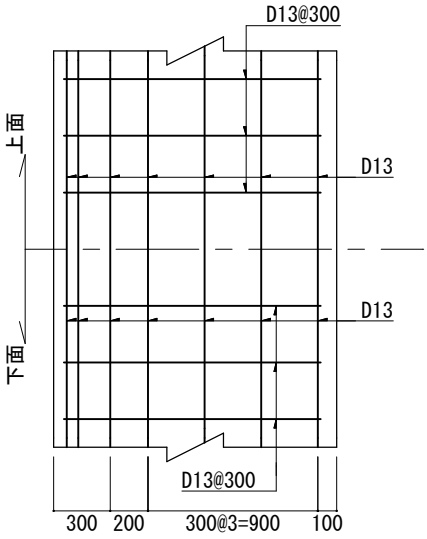
縮尺　1/40
単位　mm



たて壁配筋図



底版配筋図



設計条件

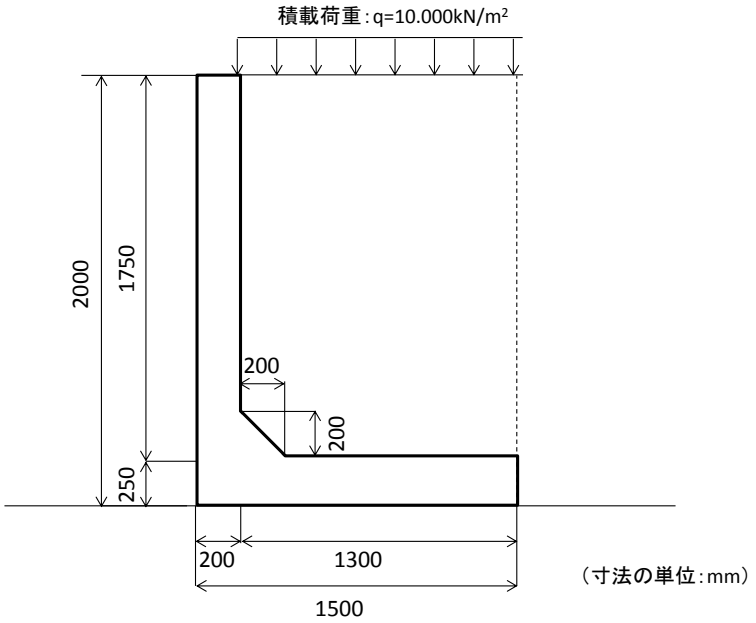
項　　目		単 位	
擁壁高		m	2.000
背面形状		—	水平
背面土の種類		—	砂質土
単位体積重量	背面土	KN/m³	17
	鉄筋コンクリート	KN/m³	24
コンクリート設計基準強度		N/mm²	24
許容応力度	コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm²	8
	コンクリートせん断応力度	N/mm²	0.73
	鉄筋引張応力度（SD345）	N/mm²	215
許容支持力度		KN/m²	100
摩擦係数		—	0.40
土圧係数		—	0.40
上載荷重		KN/m²	10
フェンス荷重		KN/m	—

注意事項

1. 水抜孔は内径75mm以上の塩ビ管等を使用し、３㎡に１箇所以上設ける。
2. 水抜孔には吸出し防止材等を設置する。
3. 鉄筋のかぶり厚さは、たて壁で4cm以上、底版で6cm以上確保する。

構造計算例

Ⅰ．形状・寸法



Ⅱ．設計条件

項目			条件	単位
土質条件	背面土	土質の種類	砂質土	-
		単位体積重量　γ	17	kN/m³
		粘着力　C	0	kN/m²
		土圧係数　K_A	0.4（政令別表第二）	-
		竪壁面と土の摩擦角　σ （内部摩擦角 ϕ=25.4°　とした）	16.933（=2/3×ϕ）	°
		竪壁背面と鉛直面のなす角　α	0	°
		地表面と水平面のなす角　β	0	°
	支持地盤	土質の種類	砂質土	-
		粘着力　C_B	0	kN/m²
		長期許容応力度　q_a	120	kN/m²
		摩擦係数　μ	0.4（政令別表第三）	-
荷重条件	鉛直荷重	積載荷重　q	10	kN/m²
使用材料	鉄筋	種類	SD345	-
		長期許容応力度（引張）　σ_{sa}	215	N/mm²
	コンクリート	単位体積重量	24	kN/m³
		設計基準強度　F	24	N/mm²
		長期許容応力度（圧縮）　σ_{ca}	8	N/mm²
		長期許容応力度（せん断）　τ_{ca}	0.73	N/mm²

Ⅲ．検討項目

擁壁高さが 5m 以下であるため、常時における検討のみ行う。

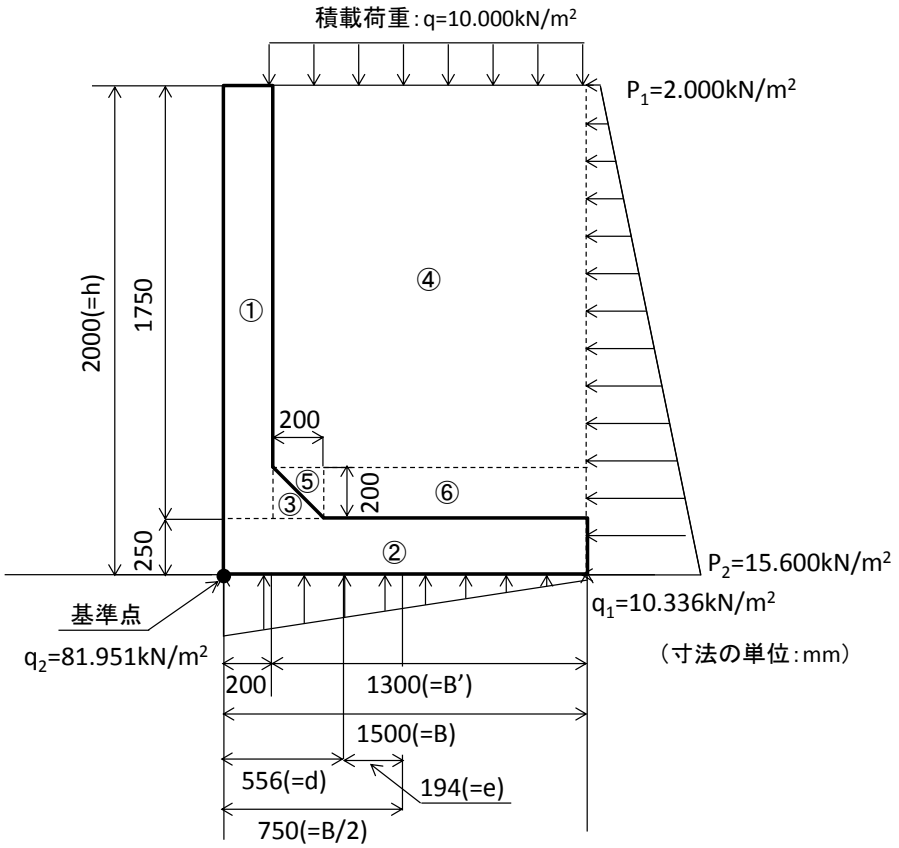
(1) 安定計算

擁壁の転倒及び滑動の安全率が 1.5 以上であり、地盤に生じる応力度が地盤の長期許容応力度を超えないこと。

(2) 部材の応力計算

鉄筋及びコンクリートに生じる応力度が、それぞれの長期許容応力度を超えないこと。

Ⅳ．安定計算



（1）荷重及びモーメント

ア　土圧

※　宅地造成等規制法施行令の別表第二の土圧係数（K_A=0.4）には、5kN/m² 程度の積載荷重による土圧が含まれていることから、土圧の計算では積載荷重から 5kN/m² を控除する。

○土圧合力 P_A

$$P_A=\frac{1}{2}\times\gamma\times h^2\times K_A+q\times h\times K_A=\frac{1}{2}\times 17\times 2^2\times 0.4+5\times 2\times 0.4=17.600\ (\mathrm{kN/m})$$

○作用位置 y

土圧作用面の上端土圧 P_1 及び下端土圧 P_2 は、$P=\gamma\times h\times K_A+q\times K_A$ より、

$P_1=17\times 0\times 0.4+5\times 0.4=2.000$ (kN/m)

$P_2=17\times 2\times 0.4+5\times 0.4=15.600$ (kN/m)

土圧は台形分布となるため、作用位置（台形の重心）は、

$$y=\frac{(P_2+2\times P_1)\times h}{3\times(P_2+P_1)}=\frac{(15.600+2\times 2.000)\times 2}{3\times(15.600+2.000)}=0.742\ (\mathrm{m})$$

イ　自重

区分	断面積 A(m²)	単位重量 (kN/m³)	重量 W(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m) (=W×X)
①	0.20×1.75	24	8.400	0.100	0.840
②	1.50×0.25	24	9.000	0.750	6.750
③	1/2×0.20×0.20	24	0.480	0.267	0.128
④	1.30×1.55	17	34.255	0.850	29.117
⑤	1/2×0.20×0.20	17	0.340	0.333	0.113
⑥	1.10×0.20	17	3.740	0.950	3.553
合計	-	-	56.215	-	40.501

ウ　積載荷重

○鉛直荷重

$$Q=q\times B'=10\times 1.3=13.000\ (\mathrm{kN/m})$$

○作用位置

$$X=0.20+\frac{1.30}{2}=0.850\ (\mathrm{m})$$

オ　作用力の集計

荷重の種類	荷重(kN)		アーム長(m)		モーメント(kN・m)	
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	安定モーメント M_o	転倒モーメント M_r
土圧	-	17.600	-	0.742	-	13.059
自重	56.215	-	-	-	40.501	-
積載荷重	13.000	-	0.850	-	11.050	-
合計	69.215 (=R_V)	17.600 (=R_H)	-	-	51.551	13.059

○荷重の合力作用位置 d(m)

$$d=\frac{\Sigma M_o-\Sigma M_r}{R_v}=\frac{51.551-13.059}{69.215}=0.556(\mathrm{m})$$

(2) 転倒に関する検討

ア　安全率に関する検討

$$F_s=\frac{\Sigma M_o}{\Sigma M_r}=\frac{51.551}{13.059}=3.948\qquad >1.5\text{---OK}$$

イ　偏心距離に関する検討

$$e=\frac{B}{2}-d=\frac{1.5}{2}-0.556=0.194\qquad <\frac{B}{6}=0.250\text{---OK}$$

(3) 滑動に関する検討

$$F_s=\frac{R_V\times\mu+C_B\times B}{R_H}=\frac{69.215\times 0.4+0\times 1.5}{17.600}=1.573\qquad >1.5\text{---OK}$$

(4) 基礎地盤の支持力に関する検討

合力作用位置が底版中央の底版幅 1/3 の中にあるため、

$$q_1,\ q_2=\frac{R_V}{B}\times\left(1\pm\frac{6\times e}{B}\right)=\frac{69.215}{1.5}\times\left(1\pm\frac{6\times 0.194}{1.5}\right)=81.951,\ 10.336\qquad <100\ (\mathrm{kN/m^2})\text{---OK}$$

V．竪壁の応力計算

(1) 荷重及びモーメント

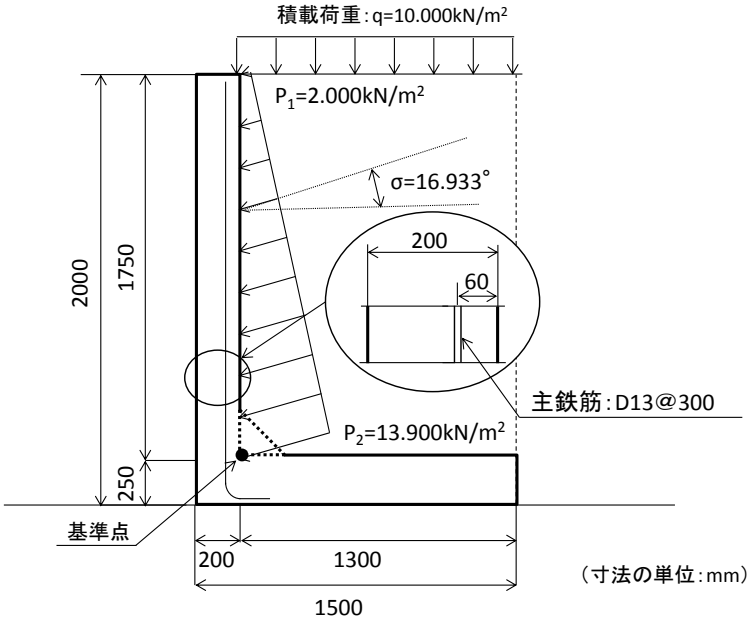
ア　土圧

※　宅地造成等規制法施行令の別表第二の土圧係数（K_A=0.4）には、5kN/m² 程度の積載荷重による土圧が含まれていることから、土圧の計算では積載荷重から 5kN/m² を控除する。

○土圧合力 P_A

$$P_A=\left(\frac{1}{2}\times\gamma\times h^2\times K_A+q\times h\times K_A\right)\times\cos(\alpha+\sigma)$$

$$=\left(\frac{1}{2}\times 17\times 1.75^2\times 0.4+5\times 1.75\times 0.4\right)\times\cos(0+16.933)=13.309\ (\mathrm{kN/m})$$



○作用位置 y

土圧作用面の上端土圧 P_1 及び下端土圧 P_2 は、$P=\gamma\times h\times K_A+q\times K_A$ より、

$P_1=17\times0\times0.4+5\times0.4=2.000$ (kN/m)

$P_2=17\times1.75\times0.4+5\times0.4=13.900$ (kN/m)

土圧は台形分布となるため、作用位置（台形の重心）は、

$$y=\frac{(P_2+2\times P_1)\times h}{3\times(P_2+P_1)}=\frac{(13.900+2\times2.000)\times1.75}{3\times(13.900+2.000)}=0.657\ (\mathrm{m})$$

イ　作用力の集計

荷重の種類	せん断力(kN)	アーム長(m)	モーメント(kN・m)
	水平力 H	Y	M
土圧	13.309	0.657	8.744
合計	13.309(=R_H)	-	8.744

(2) 応力度の計算

○有効高 d(mm)

主鉄筋の中心までの距離が 60mm であるので、部材厚 200mm より、

$d=200-60=140$(mm)

○鉄筋の断面積 A_s(mm²)

単位幅 b=1000m に D13 の鉄筋（一本辺りの断面積：126.7mm²）を 300mm 間隔で配置するので、

$$A_s=126.7\times\frac{1000}{300}=422(\mathrm{mm}^2)$$

○引張鉄筋比 p

$$p=\frac{A_s}{b\times d}=\frac{422}{1000\times140}=0.00301$$

○ヤング係数比 n=15

○中立軸比 k

$$k=p\times\sqrt{n^2+\frac{2}{p}\times n}-p\times n=0.00301\times\sqrt{15^2+\frac{2}{0.00301}\times15}-0.00301\times15=0.259$$

○応力中心距離 j

$$j=\frac{d}{3}(3-k)=\frac{140}{3}(3-0.259)=127.913$$

ア　鉄筋の引張応力度 σ_s

$$\sigma_s=\frac{\Sigma M}{A_s\times j}=\frac{8.744\times10^6}{422\times127.913}=161.988(N/mm^2) \qquad <\sigma_{sa}=215(N/mm^2)\text{---OK}$$

イ　コンクリートの曲げ圧縮応力度 σ_c

$$\sigma_c=\frac{2\times\Sigma M}{k\times j\times d\times b}=\frac{2\times8.744\times10^6}{0.259\times127.913\times140\times1000}=3.771(N/mm^2) \qquad <\sigma_{ca}=8(N/mm^2)\text{---OK}$$

ウ　コンクリートのせん断応力度 τ_c

$$\tau_c=\frac{R_H}{b\times j}=\frac{13.309\times10^3}{1000\times127.913}=0.104(N/mm^2) \qquad <\tau_{ca}=0.73(N/mm^2)\text{---OK}$$

Ⅵ. 底版の応力計算

(1) 荷重及びモーメント

ア　地盤反力によるモーメント及びせん断力

〇底版付け根における地盤反力 q_3

$$q_3=\frac{(q_2-q_1)\times B'}{B}+q_1=\frac{(81.951-10.336)\times1.3}{1.5}+10.336=72.402\ (kN)$$

〇せん断力

$$S=\frac{(q_3+q_1)\times B'}{2}=\frac{(72.402+10.336)\times1.3}{2}=53.780\ (kN)$$

〇作用位置

$$y=\frac{(q_3+2\times q_1)\times B'}{3\times(q_3+q_1)}=\frac{(72.402+2\times10.336)\times1.3}{3\times(72.402+10.336)}=0.488\ (m)$$

イ　自重

区分	断面積 A(m²)	単位重量 (kN/m³)	重量 W(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m) (=W×X)
①	1.30×0.25	24	7.800	0.650	5.070
②	1/2×0.20×0.20	24	0.480	0.067	0.032
③	1.30×1.55	17	34.255	0.650	22.266
④	1/2×0.20×0.20	17	0.340	0.133	0.045
⑤	1.10×0.20	17	3.740	0.750	2.805
合計	-	-	46.615	-	30.218

ウ　積載荷重

〇鉛直荷重

$$Q=q\times B'=10\times1.3=13.000\ (kN/m)$$

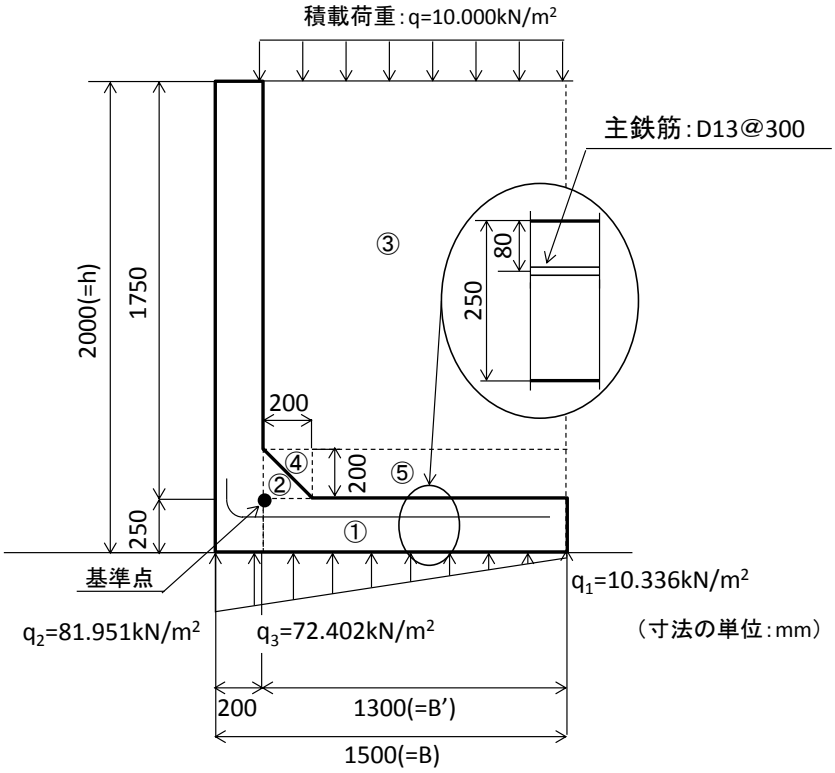
〇作用位置

$$X=\frac{1.3}{2}=0.650\ (m)$$

エ　作用力の集計

荷重の種類	せん断力(kN) 鉛直力 V	アーム長(m) X	モーメント(kN・m) M
地盤反力	-53.780	0.488	-26.245
自重	46.615	-	30.218
積載荷重	13.000	0.650	8.450
合計	5.835(=R_V)	-	12.423

※　底版つけ根に働く曲げモーメントが竪壁つけ根に働く曲げモーメントを超えているので、底版つけ根に働く曲げモーメントは、竪壁付け根に働く曲げモーメント(=8.744 kN・m)とする。



(2) 応力度の計算

○有効高 d(mm)

主鉄筋の中心までの距離が 80mm であるので、部材厚 250mm より、

$d=250-80=170(mm)$

○鉄筋の断面積 $A_s(mm^2)$

単位幅 b=1000m に D13 の鉄筋（一本辺りの断面積：126.7mm²）を 300mm 間隔で配置するので、

$$A_s=126.7\times\frac{1000}{300}=422(mm^2)$$

○引張鉄筋比 p

$$p=\frac{A_s}{b\times d}=\frac{422}{1000\times170}=0.00248$$

○ヤング係数比 n=15

○中立軸比 k

$$k=p\times\sqrt{n^2+\frac{2}{p}\times n}-p\times n=0.00248\times\sqrt{15^2+\frac{2}{0.00248}\times15}-0.00248\times15=0.238$$

○応力中心距離 j

$$j=\frac{d}{3}(3-k)=\frac{170}{3}(3-0.238)=156.513$$

ア　鉄筋の引張応力度 σ_s

$$\sigma_s=\frac{\Sigma M}{A_s\times j}=\frac{8.744\times10^6}{422\times156.513}=132.388(N/mm^2)\qquad<\sigma_{sa}=215(N/mm^2)\text{---OK}$$

イ　コンクリートの曲げ圧縮応力度 σ_c

$$\sigma_c=\frac{2\times\Sigma M}{k\times j\times d\times b}=\frac{2\times8.744\times10^6}{0.238\times156.513\times170\times1000}=2.762(N/mm^2)\qquad<\sigma_{ca}=8(N/mm^2)\text{---OK}$$

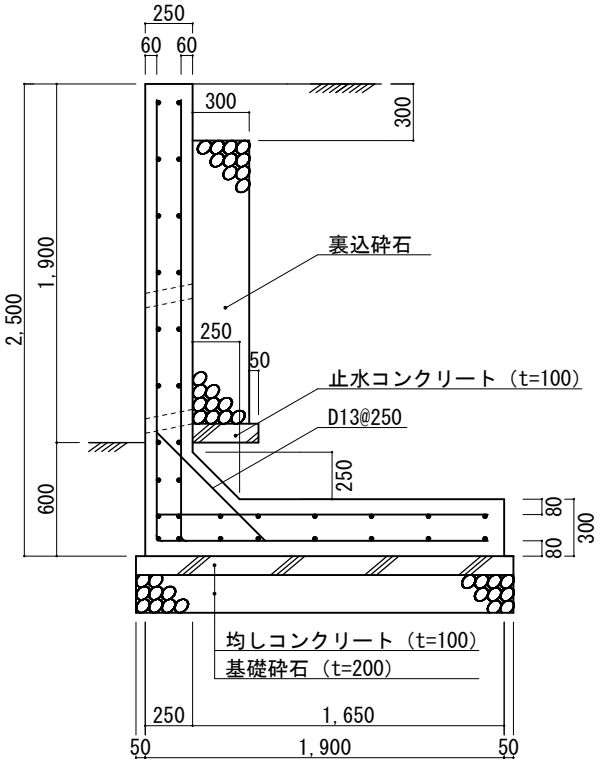
ウ　コンクリートのせん断応力度 τ_c

$$\tau_c=\frac{R_V}{b\times j}=\frac{5.835\times10^3}{1000\times156.513}=0.004(N/mm^2)\qquad<\tau_{ca}=0.73(N/mm^2)\text{---OK}$$

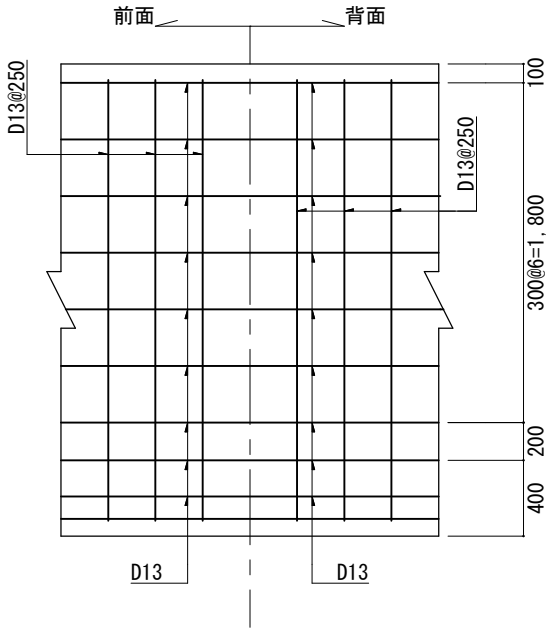
L型擁壁（2）　高さ：2.5m

L型擁壁構造図（例）

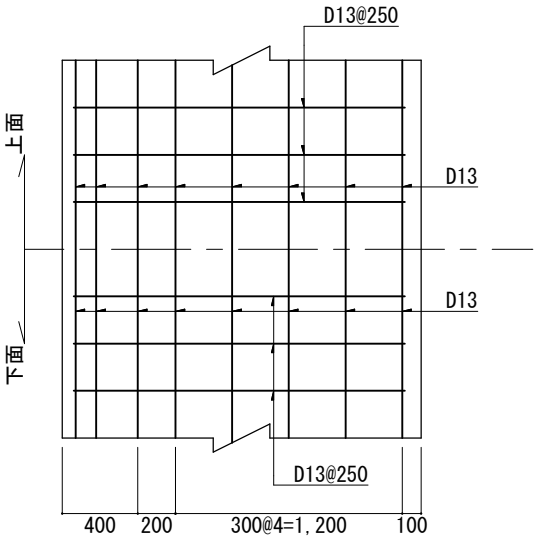
縮尺　1/40
単位　mm



たて壁配筋図



底版配筋図



設計条件

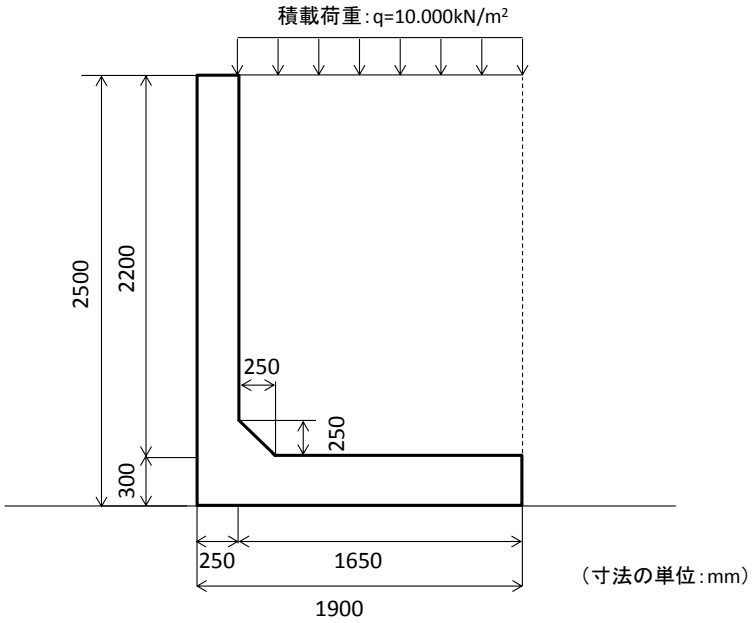
項　　目		単位	
擁壁高		m	2.500
背面形状		—	水平
背面土の種類		—	砂質土
単位体積重量	背面土	KN/m³	17
	鉄筋コンクリート	KN/m³	24
コンクリート設計基準強度		N/mm²	24
許容応力度	コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm²	8
	コンクリートせん断応力度	N/mm²	0.73
	鉄筋引張応力度（SD345）	N/mm²	215
許容支持力度		KN/m²	110
摩擦係数		—	0.40
土圧係数		—	0.40
上載荷重		KN/m²	10
フェンス荷重		KN/m	—

注意事項

1. 水抜孔は内径75mm以上の塩ビ管等を使用し、３㎡に１箇所以上設ける。
2. 水抜孔には吸出し防止材等を設置する。
3. 鉄筋のかぶり厚さは、たて壁で4cm以上、底版で6cm以上確保する。

構造計算例

Ⅰ．形状・寸法



Ⅱ．設計条件

項目			条件	単位
土質条件	背面土	土質の種類	砂質土	-
		単位体積重量　γ	17	kN/m³
		粘着力　C	0	kN/m²
		土圧係数　K_A	0.4（政令別表第二）	-
		竪壁面と土の摩擦角　σ （内部摩擦角 ϕ=25.4°とした）	16.933（=2/3×ϕ）	°
		竪壁背面と鉛直面のなす角　α	0	°
		地表面と水平面のなす角　β	0	°
	支持地盤	土質の種類	砂質土	-
		粘着力　C_B	0	kN/m²
		長期許容応力度　q_a	120	kN/m²
		摩擦係数　μ	0.4（政令別表第三）	-
荷重条件	鉛直荷重	積載荷重　q	10	kN/m²
使用材料	鉄筋	種類	SD345	-
		長期許容応力度（引張）　σ_{sa}	215	N/mm²
	コンクリート	単位体積重量	24	kN/m³
		設計基準強度　F	24	N/mm²
		長期許容応力度（圧縮）　σ_{ca}	8	N/mm²
		長期許容応力度（せん断）　τ_{ca}	0.73	N/mm²

Ⅲ．検討項目

擁壁高さが 5m 以下であるため、常時における検討のみ行う。

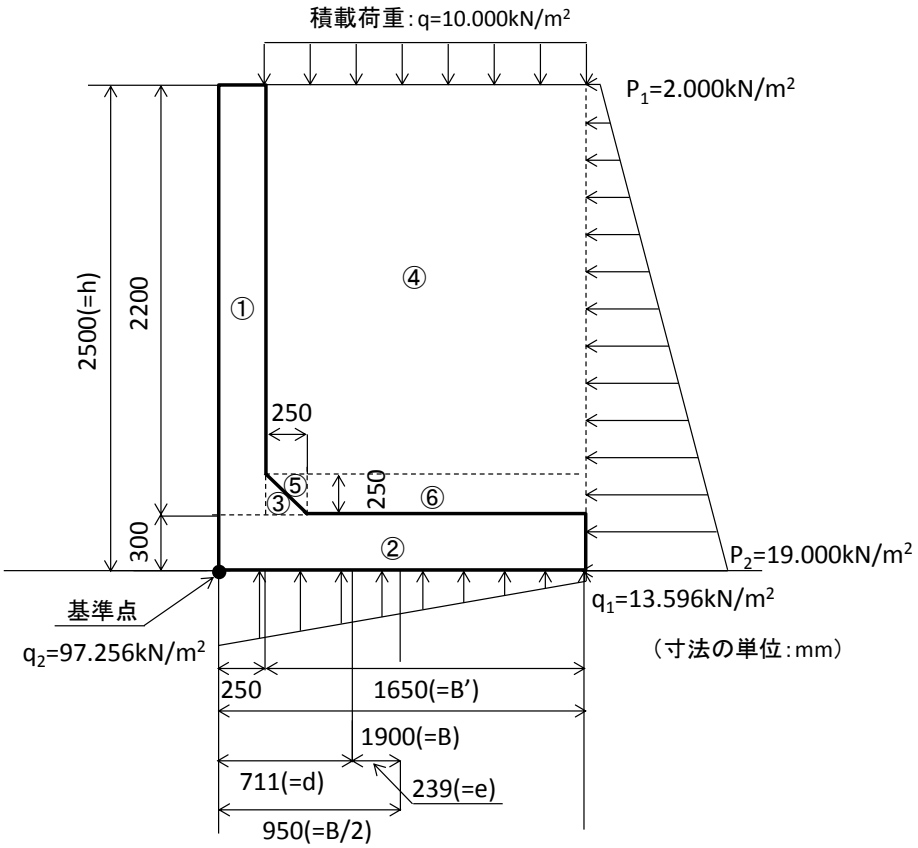
（1）安定計算

擁壁の転倒及び滑動の安全率が 1.5 以上であり、地盤に生じる応力度が地盤の長期許容応力度を超えないこと。

（2）部材の応力計算

鉄筋及びコンクリートに生じる応力度が、それぞれの長期許容応力度を超えないこと。

Ⅳ．安定計算



（1）荷重及びモーメント

ア　土圧

※　宅地造成等規制法施行令の別表第二の土圧係数（K_A=0.4）には、5kN/m² 程度の積載荷重による土圧が含まれていることから、土圧の計算では積載荷重から 5kN/m² を控除する。

○土圧合力 P_A

$$P_A=\frac{1}{2}\times\gamma\times h^2\times K_A+q\times h\times K_A=\frac{1}{2}\times 17\times 2.5^2\times 0.4+5\times 2.5\times 0.4=26.250\ (\mathrm{kN/m})$$

○作用位置 y

土圧作用面の上端土圧 P_1 及び下端土圧 P_2 は、$P=\gamma\times h\times K_A+q\times K_A$ より、

$P_1=17\times 0\times 0.4+5\times 0.4=2.000\ (\mathrm{kN/m})$

$P_2=17\times 2.5\times 0.4+5\times 0.4=19.000\ (\mathrm{kN/m})$

土圧は台形分布となるため、作用位置（台形の重心）は、

$$y=\frac{(P_2+2\times P_1)\times h}{3\times(P_2+P_1)}=\frac{(19.000+2\times 2.000)\times 2.5}{3\times(19.000+2.000)}=0.913\ (\mathrm{m})$$

イ　自重

区分	断面積 A(m²)	単位重量 (kN/m³)	重量 W(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m) (=W×X)
①	0.25×2.20	24	13.200	0.125	1.650
②	1.90×0.30	24	13.680	0.950	12.996
③	1/2×0.25×0.25	24	0.750	0.333	0.250
④	1.65×1.95	17	54.698	1.075	58.800
⑤	1/2×0.25×0.25	17	0.531	0.417	0.221
⑥	1.40×0.25	17	5.950	1.20	7.140
合計	-	-	88.809	-	81.057

ウ　積載荷重

○鉛直荷重

$$Q=q\times B'=10\times1.65=16.500\ (kN/m)$$

○作用位置

$$X=0.25+\frac{1.65}{2}=1.075\ (m)$$

オ　作用力の集計

荷重の種類	荷重(kN)		アーム長(m)		モーメント(kN・m)	
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	安定モーメント M_o	転倒モーメント M_r
土圧	-	26.250	-	0.913	-	23.966
自重	88.809	-	-	-	81.057	-
積載荷重	16.500	-	1.075	-	17.738	-
合計	105.309 (=R_V)	26.250 (=R_H)	-	-	98.795	23.966

○荷重の合力作用位置 d(m)

$$d=\frac{\Sigma M_o-\Sigma M_\gamma}{R_v}=\frac{98.795-23.966}{105.309}=0.711(m)$$

(2) 転倒に関する検討

ア　安全率に関する検討

$$F_s=\frac{\Sigma M_o}{\Sigma M_r}=\frac{98.795}{23.966}=4.122\qquad>1.5\text{---OK}$$

イ　偏心距離に関する検討

$$e=\frac{B}{2}-d=\frac{1.9}{2}-0.711=0.239\qquad<\frac{B}{6}=0.317\text{---OK}$$

(3) 滑動に関する検討

$$F_s=\frac{R_V\times\mu+C_B\times B}{R_H}=\frac{105.309\times0.4+0\times1.9}{26.250}=1.605\qquad>1.5\text{---OK}$$

(4) 基礎地盤の支持力に関する検討

合力作用位置が底版中央の底版幅 1/3 の中にあるため、

$$q_1,\ q_2=\frac{R_V}{B}\times\left(1\pm\frac{6\times e}{B}\right)=\frac{105.309}{1.9}\times\left(1\pm\frac{6\times0.239}{1.9}\right)=97.256,\ 13.596\qquad<110\ (kN/m^2)\text{---OK}$$

V．竪壁の応力計算

(1) 荷重及びモーメント

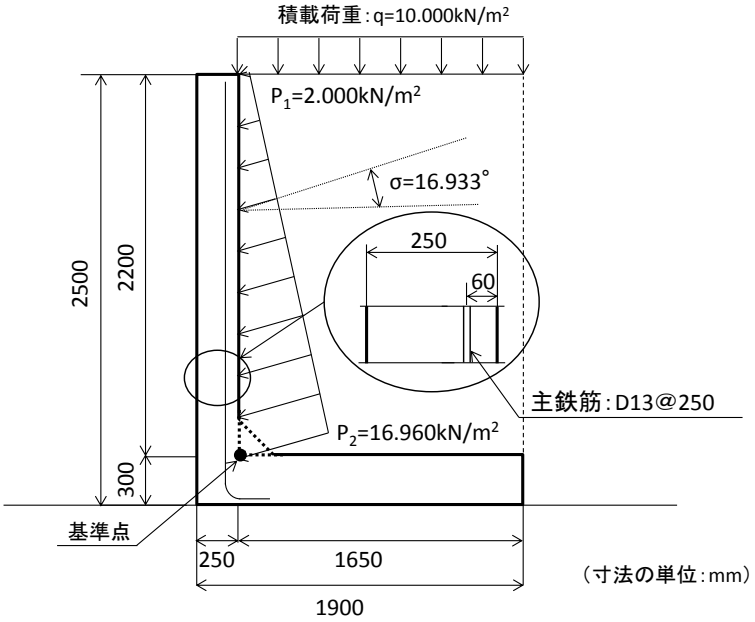
ア　土圧

※　宅地造成等規制法施行令の別表第二の土圧係数（K_A=0.4）には、5kN/m² 程度の積載荷重による土圧が含まれていることから、土圧の計算では積載荷重から 5kN/m² を控除する。

○土圧合力 P_A

$$P_A=\left(\frac{1}{2}\times\gamma\times h^2\times K_A+q\times h\times K_A\right)\times\cos(\alpha+\sigma)$$

$$=\left(\frac{1}{2}\times17\times2.20^2\times0.4+5\times2.20\times0.4\right)\times\cos(0+16.933)=19.952\ (kN/m)$$



○作用位置 y

土圧作用面の上端土圧 P_1 及び下端土圧 P_2 は、$P=\gamma\times h\times K_A+q\times K_A$ より、

$P_1=17\times0\times0.4+5\times0.4=2.000$ (kN/m)

$P_2=17\times2.20\times0.4+5\times0.4=16.960$ (kN/m)

土圧は台形分布となるため、作用位置（台形の重心）は、

$$y=\frac{(P_2+2\times P_1)\times h}{3\times(P_2+P_1)}=\frac{(16.960+2\times2.000)\times2.2}{3\times(16.960+2.000)}=0.811\ (\mathrm{m})$$

イ　作用力の集計

荷重の種類	せん断力(kN)	アーム長(m)	モーメント(kN・m)
	水平力 H	Y	M
土圧	19.952	0.811	16.181
合計	19.952(=R_H)	-	16.181

(2) 応力度の計算

○有効高 d(mm)

主鉄筋の中心までの距離が 60mm であるので、部材厚 250mm より、

$d=250-60=190$(mm)

○鉄筋の断面積 A_s(mm²)

単位幅 b=1000m に D13 の鉄筋（一本辺りの断面積：126.7mm²）を 250mm 間隔で配置するので、

$$A_s=126.7\times\frac{1000}{250}=507(\mathrm{mm}^2)$$

○引張鉄筋比 p

$$p=\frac{A_s}{b\times d}=\frac{507}{1000\times190}=0.00267$$

○ヤング係数比 n=15

○中立軸比 k

$$k=p\times\sqrt{n^2+\frac{2}{p}\times n}-p\times n=0.00267\times\sqrt{15^2+\frac{2}{0.00267}\times15}-0.00267\times15=0.246$$

○応力中心距離 j

$$j=\frac{d}{3}(3-k)=\frac{190}{3}(3-0.246)=174.420$$

ア　鉄筋の引張応力度 σ_s

$$\sigma_s=\frac{\Sigma M}{A_s\times j}=\frac{16.181\times10^6}{507\times174.420}=182.980(N/mm^2) \qquad <\sigma_{sa}=215(N/mm^2)\text{---OK}$$

イ　コンクリートの曲げ圧縮応力度 σ_c

$$\sigma_c=\frac{2\times\Sigma M}{k\times j\times d\times b}=\frac{2\times16.181\times10^6}{0.246\times174.420\times190\times1000}=3.970(N/mm^2) \qquad <\sigma_{ca}=8(N/mm^2)\text{---OK}$$

ウ　コンクリートのせん断応力度 τ_c

$$\tau_c=\frac{R_H}{b\times j}=\frac{19.952\times10^3}{1000\times174.420}=0.114(N/mm^2) \qquad <\tau_{ca}=0.73(N/mm^2)\text{---OK}$$

Ⅵ. 底版の応力計算

(1) 荷重及びモーメント

ア　地盤反力によるモーメント及びせん断力

〇底版付け根における地盤反力 q_3

$$q_3=\frac{(q_2-q_1)\times B'}{B}+q_1=\frac{(97.256-13.596)\times1.65}{1.9}+13.596=86.248\ (kN)$$

〇せん断力

$$S=\frac{(q_3+q_1)\times B'}{2}=\frac{(86.248+13.596)\times1.65}{2}=82.371\ (kN)$$

〇作用位置

$$y=\frac{(q_3+2\times q_1)\times B'}{3\times(q_3+q_1)}=\frac{(86.248+2\times13.596)\times1.65}{3\times(86.248+13.596)}=0.625\ (m)$$

イ　自重

区分	断面積 A(m²)	単位重量 (kN/m³)	重量 W(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m) (=W×X)
①	1.65×0.30	24	11.880	0.825	9.801
②	1/2×0.25×0.25	24	0.750	0.083	0.062
③	1.65×1.95	17	54.698	0.825	45.125
④	1/2×0.25×0.25	17	0.531	0.167	0.089
⑤	1.40×0.25	17	5.950	0.950	5.653
合計	-	-	73.809	-	60.730

ウ　積載荷重

〇鉛直荷重

$$Q=q\times B'=10\times1.65=16.500\ (kN/m)$$

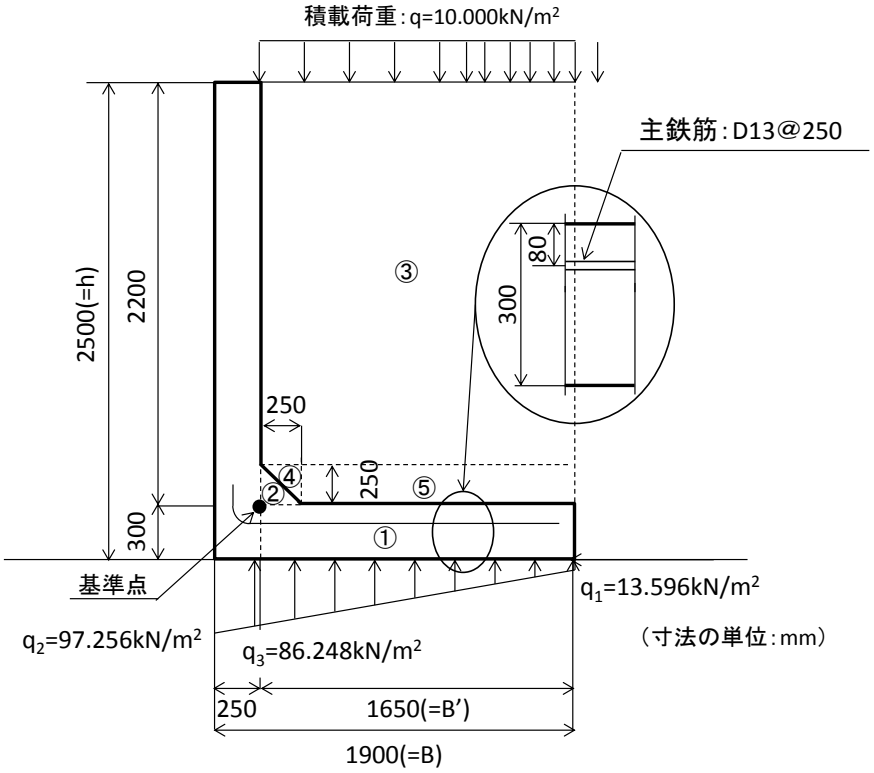
〇作用位置

$$X=\frac{1.65}{2}=0.825\ (m)$$

エ　作用力の集計

荷重の種類	せん断力(kN) 鉛直力 V	アーム長(m) X	モーメント(kN・m) M
地盤反力	-82.371	0.625	-51.482
自重	73.809	-	60.730
積載荷重	16.500	0.825	13.613
合計	7.938(=R_V)	-	22.861

※　底版つけ根に働く曲げモーメントが竪壁つけ根に働く曲げモーメントを超えているので、底版つけ根に働く曲げモーメントは、竪壁付け根に働く曲げモーメント(=16.181kN・m)とする。



(2) 応力度の計算

○有効高 d(mm)

主鉄筋の中心までの距離が 80mm であるので、部材厚 300mm より、

d=300－80=220(mm)

○鉄筋の断面積 A_s(mm²)

単位幅 b=1000m に D13 の鉄筋（一本辺りの断面積：126.7mm²）を 250mm 間隔で配置するので、

$$A_s=126.7\times\frac{1000}{250}=506(mm^2)$$

○引張鉄筋比 p

$$p=\frac{A_s}{b\times d}=\frac{506}{1000\times 220}=0.00230$$

○ヤング係数比 n=15

○中立軸比 k

$$k=p\times\sqrt{n^2+\frac{2}{p}\times n}-p\times n=0.00230\times\sqrt{15^2+\frac{2}{0.00230}\times 15}-0.00230\times 15=0.230$$

○応力中心距離 j

$$j=\frac{d}{3}(3-k)=\frac{220}{3}(3-0.230)=203.133$$

ア　鉄筋の引張応力度 σ_s

$$\sigma_s=\frac{\Sigma M}{A_s\times j}=\frac{16.181\times 10^6}{506\times 203.133}=157.425(N/mm^2)\qquad <\sigma_{sa}=215(N/mm^2)\text{---OK}$$

イ　コンクリートの曲げ圧縮応力度 σ_c

$$\sigma_c=\frac{2\times\Sigma M}{k\times j\times d\times b}=\frac{2\times 16.181\times 10^6}{0.230\times 203.133\times 220\times 1000}=3.149(N/mm^2)\qquad <\sigma_{ca}=8(N/mm^2)\text{---OK}$$

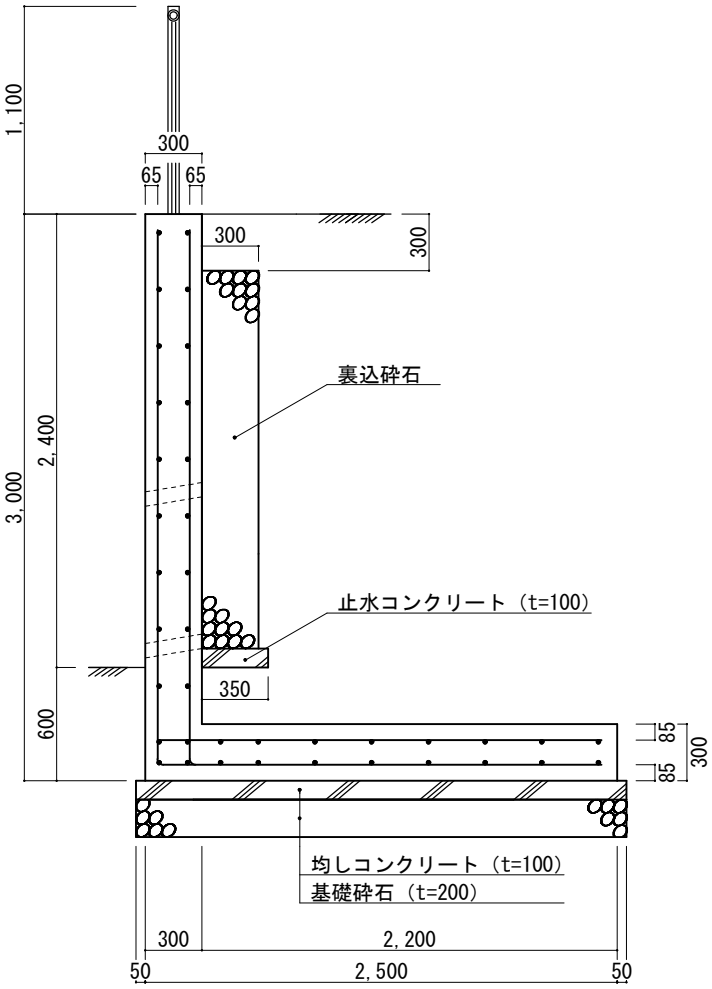
ウ　コンクリートのせん断応力度 τ_c

$$\tau_c=\frac{R_V}{b\times j}=\frac{7.938\times 10^3}{1000\times 203.133}=0.039(N/mm^2)\qquad <\tau_{ca}=0.73(N/mm^2)\text{---OK}$$

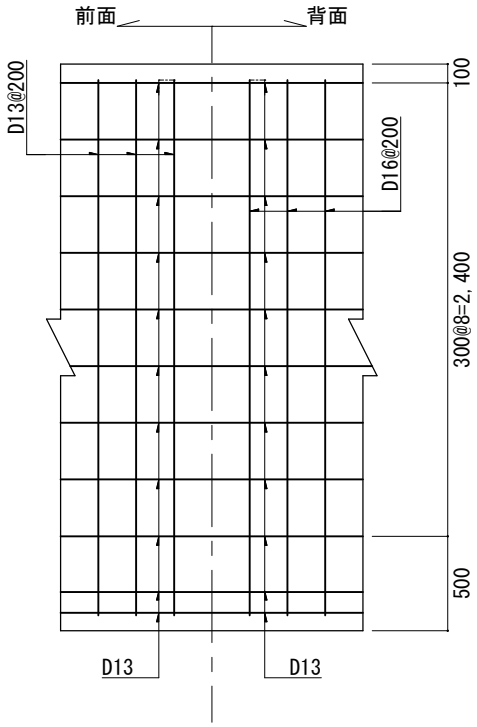
L型擁壁（3）　高さ：3.0m

L型擁壁構造図（例）

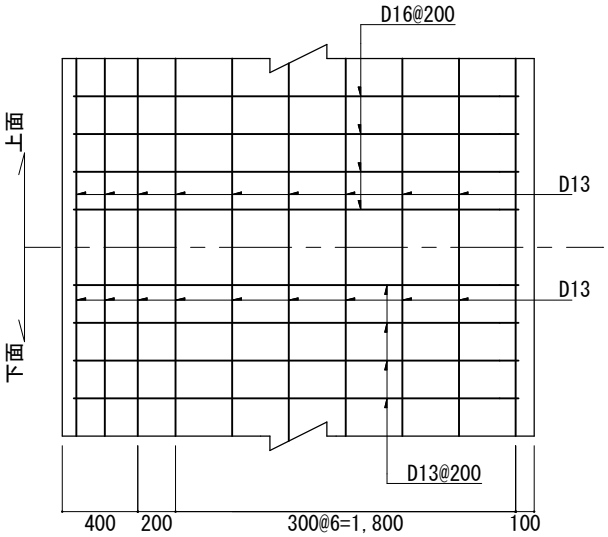
縮尺　1/40
単位　mm



たて壁配筋図



底版配筋図



設計条件

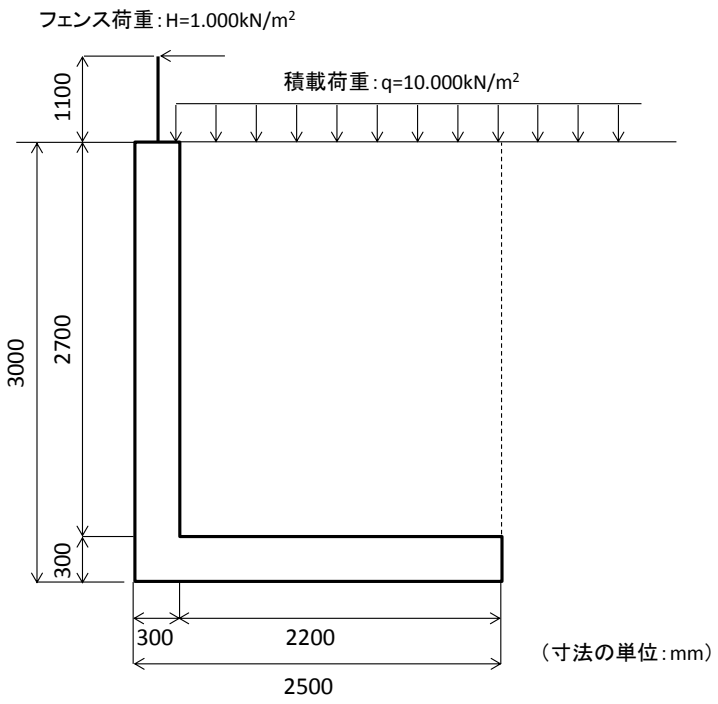
項　　目		単位	
擁壁高		m	3.000
背面形状		—	水平
背面土の種類		—	砂質土
単位体積重量	背面土	KN/m³	17
	鉄筋コンクリート	KN/m³	24
コンクリート設計基準強度		N/mm²	24
許容応力度	コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm²	8
	コンクリートせん断応力度	N/mm²	0.73
	鉄筋引張応力度（SD345）	N/mm²	215
許容支持力度		KN/m²	120
摩擦係数		—	0.40
土圧係数		—	0.40
上載荷重		KN/m²	10
フェンス荷重		KN/m	1

注意事項

1. 水抜孔は内径75mm以上の塩ビ管等を使用し、３㎡に１箇所以上設ける。
2. 水抜孔には吸出し防止材等を設置する。
3. 鉄筋のかぶり厚さは、たて壁で4cm以上、底版で6cm以上確保する。

構造計算例

Ⅰ．形状・寸法



Ⅱ．設計条件

項目			条件	単位
土質条件	背面土	土質の種類	砂質土	-
		単位体積重量　γ	17	kN/m³
		粘着力　C	0	kN/m²
		土圧係数　K_A	0.4（政令別表第二）	-
		竪壁面と土の摩擦角　σ （内部摩擦角 ϕ=25.4°とした）	16.933（=2/3×ϕ）	°
		竪壁背面と鉛直面のなす角　α	0	°
		地表面と水平面のなす角　β	0	°
	支持地盤	土質の種類	砂質土	-
		粘着力　C_B	0	kN/m²
		長期許容応力度　q_a	120	kN/m²
		摩擦係数　μ	0.4（政令別表第三）	-
荷重条件	鉛直荷重	積載荷重　q	10	kN/m²
	水平荷重	フェンス荷重	1	kN/m
使用材料	鉄筋	種類	SD345	-
		長期許容応力度（引張）　σ_{sa}	215	N/mm²
	コンクリート	単位体積重量	24	kN/m³
		設計基準強度　F	24	N/mm²
		長期許容応力度（圧縮）　σ_{ca}	8	N/mm²
		長期許容応力度（せん断）　τ_{ca}	0.73	N/mm²

Ⅲ．検討項目

擁壁高さが 5m 以下であるため、常時における検討のみ行う。

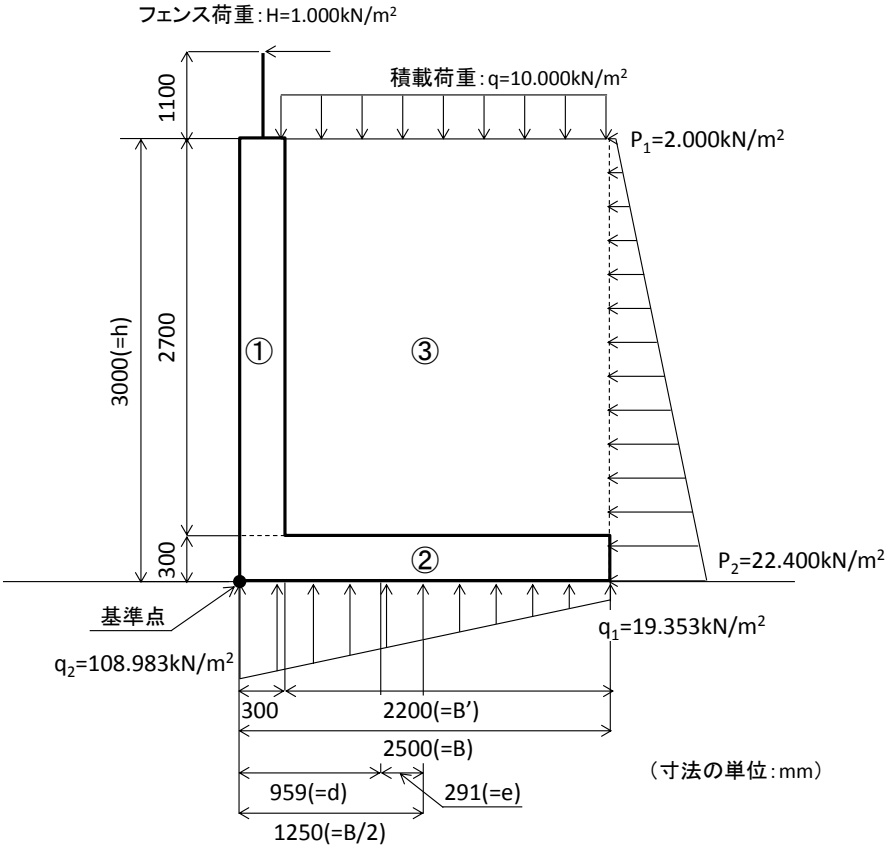
（1）安定計算

擁壁の転倒及び滑動の安全率が 1.5 以上であり、地盤に生じる応力度が地盤の長期許容応力度を超えないこと。

（2）部材の応力計算

鉄筋及びコンクリートに生じる応力度が、それぞれの長期許容応力度を超えないこと。

Ⅳ．安定計算



（1）荷重及びモーメント

ア　土圧

※　宅地造成等規制法施行令の別表第二の土圧係数（K_A=0.4）には、5kN/m² 程度の積載荷重による土圧が含まれていることから、土圧の計算では積載荷重から 5kN/m² を控除する。

○土圧合力 P_A

$$P_A=\frac{1}{2}\times\gamma\times h^2\times K_A+q\times h\times K_A=\frac{1}{2}\times 17\times 3^2\times 0.4+5\times 3\times 0.4=36.600\ (\mathrm{kN/m})$$

○作用位置 y

土圧作用面の上端土圧 P_1 及び下端土圧 P_2 は、$P=\gamma\times h\times K_A+q\times K_A$ より、

$P_1=17\times 0\times 0.4+5\times 0.4=2.000\ (\mathrm{kN/m})$

$P_2=17\times 3\times 0.4+5\times 0.4=22.400\ (\mathrm{kN/m})$

土圧は台形分布となるため、作用位置（台形の重心）は、

$$y=\frac{(P_2+2\times P_1)\times h}{3\times(P_2+P_1)}=\frac{(22.400+2\times 2.000)\times 3}{3\times(22.400+2.000)}=1.082\ (\mathrm{m})$$

イ　自重

区分	断面積 A(m²)	単位重量 (kN/m³)	重量 W(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m) (=W×X)
①	0.30×2.70	24	19.440	0.150	2.916
②	2.50×0.30	24	18.000	1.250	22.500
③	2.20×2.70	17	100.980	1.400	141.372
合計	-	-	138.420	-	166.788

ウ　積載荷重

○鉛直荷重

$Q=q\times B'=10\times 2.20=22.000$ (kN/m)

○作用位置

$$X=0.30+\frac{2.20}{2}=1.400\ (\mathrm{m})$$

エ　フェンス荷重

○水平荷重

H=1.000 (kN)

○作用位置

Y=3.0+1.1=4.100 (m)

オ　作用力の集計

荷重の種類	荷重(kN)		アーム長(m)		モーメント(kN・m)	
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	安定モーメント M_o	転倒モーメント M_r
土圧	-	36.600	-	1.082	-	39.601
自重	138.420	-	-	-	166.788	-
積載荷重	22.000	-	1.400	-	30.800	-
フェンス荷重	-	1.000	-	4.100	-	4.100
合計	160.420 ($=R_V$)	37.600 ($=R_H$)	-	-	197.588	43.701

○荷重の合力作用位置 d(m)

$$d=\frac{\Sigma M_o-\Sigma M_\gamma}{R_v}=\frac{197.588-43.701}{160.420}=0.959(\mathrm{m})$$

(2) 転倒に関する検討

ア　安全率に関する検討

$$F_s=\frac{\Sigma M_o}{\Sigma M_r}=\frac{197.588}{43.701}=4.521 \qquad >1.5\text{---OK}$$

イ　偏心距離に関する検討

$$e=\frac{B}{2}-d=\frac{2.5}{2}-0.959=0.291 \qquad <\frac{B}{6}=0.417\text{---OK}$$

(3) 滑動に関する検討

$$F_s=\frac{R_V\times\mu+C_B\times B}{R_H}=\frac{160.420\times 0.4+0\times 2.5}{37.600}=1.707 \qquad >1.5\text{---OK}$$

(4) 基礎地盤の支持力に関する検討

合力作用位置が底版中央の底版幅 1/3 の中にあるため、

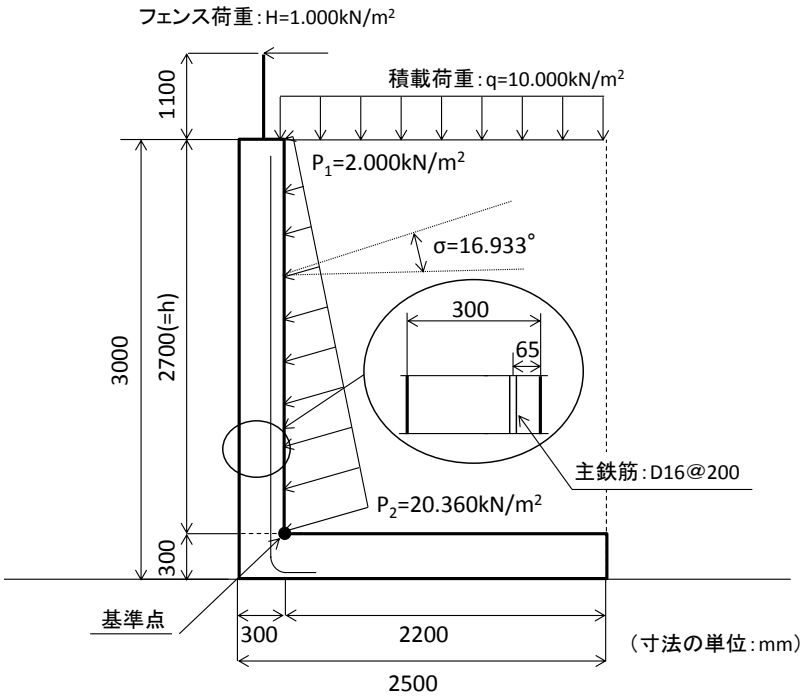
$$q_1,\ q_2=\frac{R_V}{B}\times\left(1\pm\frac{6\times e}{B}\right)=\frac{160.420}{2.5}\times\left(1\pm\frac{6\times 0.291}{2.5}\right)=108.983,\ 19.353 \qquad <120\ (\mathrm{kN/m^2})\text{---OK}$$

V．竪壁の応力計算

(1) 荷重及びモーメント

ア　土圧

※　宅地造成等規制法施行令の別表第二の土圧係数（K_A=0.4）には、5kN/m² 程度の積載荷重によ



る土圧が含まれていることから、土圧の計算では積載荷重から 5kN/m² を控除する。

○土圧合力 P_A

$$P_A=\left(\frac{1}{2}\times\gamma\times h^2\times K_A+q\times h\times K_A\right)\times\cos(\alpha+\sigma)$$

$$=\left(\frac{1}{2}\times17\times2.70^2\times0.4+5\times2.700\times0.4\right)\times\cos(0+16.933)=28.877\ (\mathrm{kN/m})$$

○作用位置 y

土圧作用面の上端土圧 P_1 及び下端土圧 P_2 は、$P=\gamma\times h\times K_A+q\times K_A$ より、

$P_1=17\times0\times0.4+5\times0.4=2.000$ (kN/m)

$P_2=17\times2.7\times0.4+5\times0.4=20.360$ (kN/m)

土圧は台形分布となるため、作用位置（台形の重心）は、

$$y=\frac{(P_2+2\times P_1)\times h}{3\times(P_2+P_1)}=\frac{(20.360+2\times2.000)\times2.7}{3\times(20.360+2.000)}=0.981\ (\mathrm{m})$$

イ　フェンス荷重

○水平荷重

H=1.000 (kN)

○作用位置

Y=2.7+1.1=3.800 (m)

ウ　作用力の集計

荷重の種類	せん断力(kN)	アーム長(m)	モーメント(kN・m)
	水平力 H	Y	M
土圧	28.877	0.981	28.328
フェンス荷重	1.000	3.800	3.800
合計	29.877(=R_H)	-	32.128

(2) 応力度の計算

○有効高 d(mm)

主鉄筋の中心までの距離が 65mm であるので、部材厚 300mm より、

d=300－65=235(mm)

○鉄筋の断面積 A_s(mm²)

単位幅 b=1000m に D16 の鉄筋(一本辺りの断面積:198.6mm²)を 200mm 間隔で配置するので、

$$A_s=198.6\times\frac{1000}{200}=993(mm^2)$$

○引張鉄筋比 p

$$p=\frac{A_s}{b\times d}=\frac{993}{1000\times235}=0.00423$$

○ヤング係数比 n=15

○中立軸比 k

$$k=p\times\sqrt{n^2+\frac{2}{p}\times n}-p\times n=0.00423\times\sqrt{15^2+\frac{2}{0.00423}\times15}-0.00423\times15=0.298$$

○応力中心距離 j

$$j=\frac{d}{3}(3-k)=\frac{235}{3}(3-0.298)=211.657$$

ア　鉄筋の引張応力度 σ_s

$$\sigma_s=\frac{\Sigma M}{A_s\times j}=\frac{32.128\times10^6}{993\times211.657}=152.863(N/mm^2)\qquad<\sigma_{sa}=215(N/mm^2)\text{---OK}$$

イ　コンクリートの曲げ圧縮応力度 σ_c

$$\sigma_c=\frac{2\times\Sigma M}{k\times j\times d\times b}=\frac{2\times32.128\times10^6}{0.298\times211.657\times235\times1000}=4.335(N/mm^2)\qquad<\sigma_{ca}=8(N/mm^2)\text{---OK}$$

ウ　コンクリートのせん断応力度 τ_c

$$\tau_c=\frac{R_H}{b\times j}=\frac{29.877\times10^3}{1000\times211.657}=0.141(N/mm^2)\qquad<\tau_{ca}=0.73(N/mm^2)\text{---OK}$$

Ⅵ. 底版の応力計算

(1) 荷重及びモーメント

ア　地盤反力によるモーメント及びせん断力

〇底版付け根における地盤反力 q_3

$$q_3=\frac{(q_2-q_1)\times B'}{B}+q_1=\frac{(108.983-19.353)\times2.2}{2.5}+19.353=98.227\ (kN)$$

〇せん断力

$$S=\frac{(q_3+q_1)\times B'}{2}=\frac{(98.227+19.353)\times2.2}{2}=129.338\ (kN)$$

〇作用位置

$$y=\frac{(q_3+2\times q_1)\times B'}{3\times(q_3+q_1)}=\frac{(98.227+2\times19.353)\times2.20}{3\times(98.227+19.353)}=0.854\ (m)$$

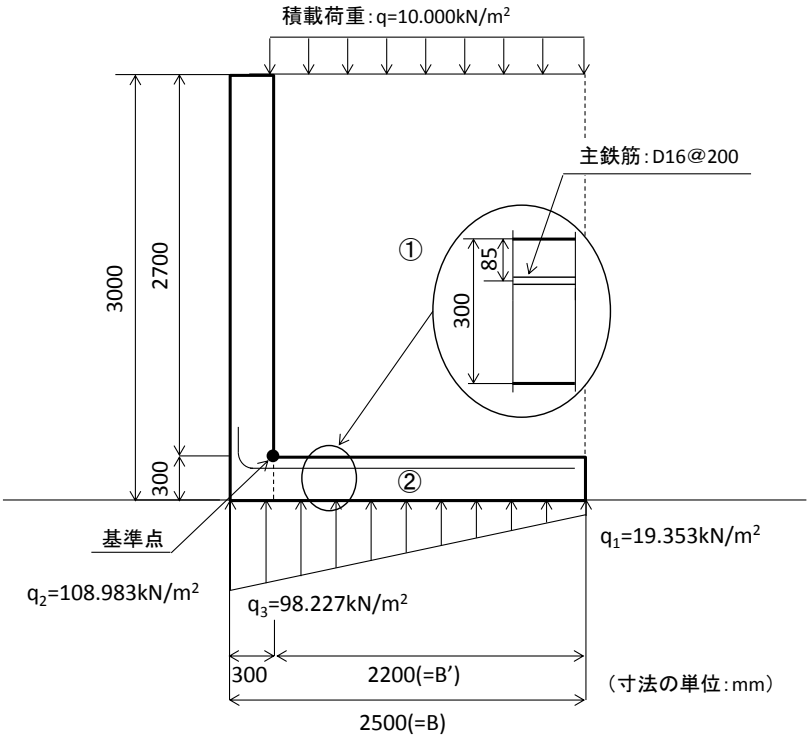
イ　自重

区分	断面積 A(m²)	単位重量 (kN/m³)	重量 W(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m) (=W×X)
①	2.20×2.70	17	100.980	1.100	111.078
②	2.20×0.3	24	15.840	1.100	17.424
合計	-	-	116.820	-	128.502

ウ　積載荷重

○鉛直荷重

$$Q=q\times B'=10\times2.20=22.000\ (kN/m)$$



○作用位置

$$X=\frac{2.20}{2}=1.100\ (\mathrm{m})$$

エ　作用力の集計

荷重の種類	せん断力(kN)	アーム長(m)	モーメント(kN・m)
	鉛直力 V	X	M
地盤反力	-129.338	0.854	-110.455
自重	116.820	-	128.502
積載荷重	22.000	1.100	24.200
合計	9.482(=R_V)	-	42.247

※　底版つけ根に働く曲げモーメントが竪壁つけ根に働く曲げモーメントを超えているので、底版つけ根に働く曲げモーメントは、竪壁付け根に働く曲げモーメント(=32.128 kN・m)とする。

(2) 応力度の計算

○有効高 d(mm)

主鉄筋の中心までの距離が 85mm であるので、部材厚 300mm より、

d=300－85=215(mm)

○鉄筋の断面積 A_s(mm²)

単位幅 b=1000m に D16 の鉄筋（一本辺りの断面積：198.6mm²）を 200mm 間隔で配置するので、

$$A_s=198.6\times\frac{1000}{200}=993(\mathrm{mm}^2)$$

○引張鉄筋比 p

$$p=\frac{A_s}{b\times d}=\frac{993}{1000\times215}=0.00462$$

○ヤング係数比 n=15

○中立軸比 k

$$k=p\times\sqrt{n^2+\frac{2}{p}\times n}-p\times n=0.00462\times\sqrt{15^2+\frac{2}{0.00462}\times15}-0.00462\times15=0.309$$

○応力中心距離 j

$$j=\frac{d}{3}(3-k)=\frac{215}{3}(3-0.309)=192.855$$

ア　鉄筋の引張応力度 σ_s

$$\sigma_s=\frac{\Sigma M}{A_s\times j}=\frac{32.128\times10^6}{993\times192.855}=167.766(N/mm^2) \qquad <\sigma_{sa}=215(N/mm^2)\text{---OK}$$

イ　コンクリートの曲げ圧縮応力度 σ_c

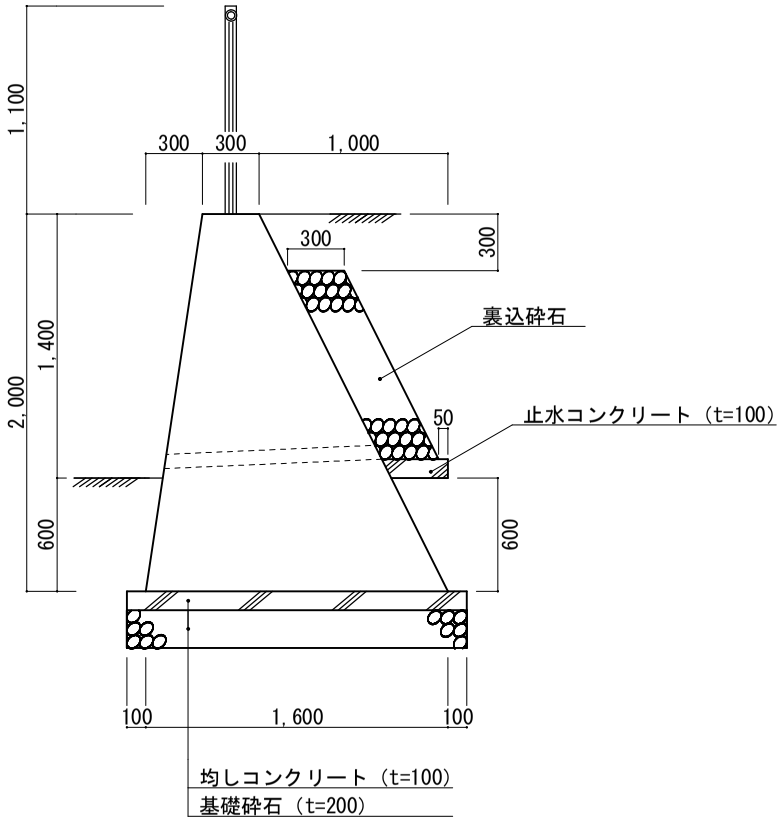
$$\sigma_c=\frac{2\times\Sigma M}{k\times j\times d\times b}=\frac{2\times32.128\times10^6}{0.309\times192.855\times215\times1000}=5.015(N/mm^2) \qquad <\sigma_{ca}=8(N/mm^2)\text{---OK}$$

ウ　コンクリートのせん断応力度 τ_c

$$\tau_c=\frac{R_V}{b\times j}=\frac{9.482\times10^3}{1000\times192.855}=0.049(N/mm^2) \qquad <\tau_{ca}=0.73(N/mm^2)\text{---OK}$$

縮尺　1/40
単位　mm

重力式擁壁構造図（例）



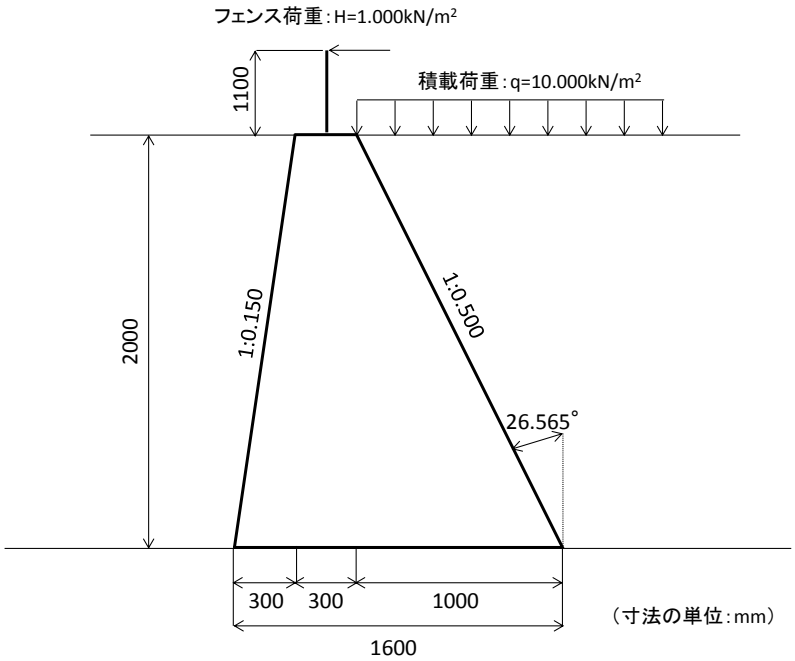
設計条件

項　　目		単 位	
擁壁高		m	2.000
背面形状		—	水平
背面土の種類		—	砂質土
単位体積重量	背面土	KN/m³	17
	無筋コンクリート	KN/m³	23
コンクリート設計基準強度		N/mm²	18
コンクリート曲げ圧縮応力度		N/mm²	6
コンクリートせん断応力度		N/mm²	0.60
許容支持力度		KN/m²	100
摩擦係数		—	0.40
土圧係数		—	0.40
上載荷重		KN/m²	10
フェンス荷重		KN/m	1

注意事項
1. 水抜孔は内径75㎜以上の塩ビ管等を使用し、３㎡に１箇所以上設ける。
2. 水抜孔には吸出し防止材等を設置する。

構造計算例

Ⅰ．形状・寸法



Ⅱ．設計条件

項目			条件	単位
土質条件	背面土	土質の種類	砂質土	-
		単位体積重量　γ	17	kN/m³
		粘着力　C	0	kN/m²
		土圧係数　K_A	0.4（政令別表第二）	-
		竪壁面と土の摩擦角　σ （内部摩擦角 ϕ=25.4°　とした）	16.933（=2/3×ϕ）	°
		竪壁背面と鉛直面のなす角　α	26.565	°
		地表面と水平面のなす角　β	0	°
	支持地盤	土質の種類	砂質土	-
		粘着力　C_B	0	kN/m²
		長期許容応力度　q_a	100	kN/m²
		摩擦係数　μ	0.4（政令別表第三）	-
荷重条件	鉛直荷重	積載荷重　q	10	kN/m²
	コンクリート	単位体積重量	23	kN/m³
		設計基準強度　F	18	N/mm²
		長期許容応力度（圧縮）　σ_{ca}	6	N/mm²
		長期許容応力度（引張）　σ_{ta}	0.6	N/mm²
		長期許容応力度（せん断）　τ_{ca}	0.6	N/mm²

Ⅲ．検討項目

擁壁高さが 5m 以下であるため、常時における検討のみ行う。

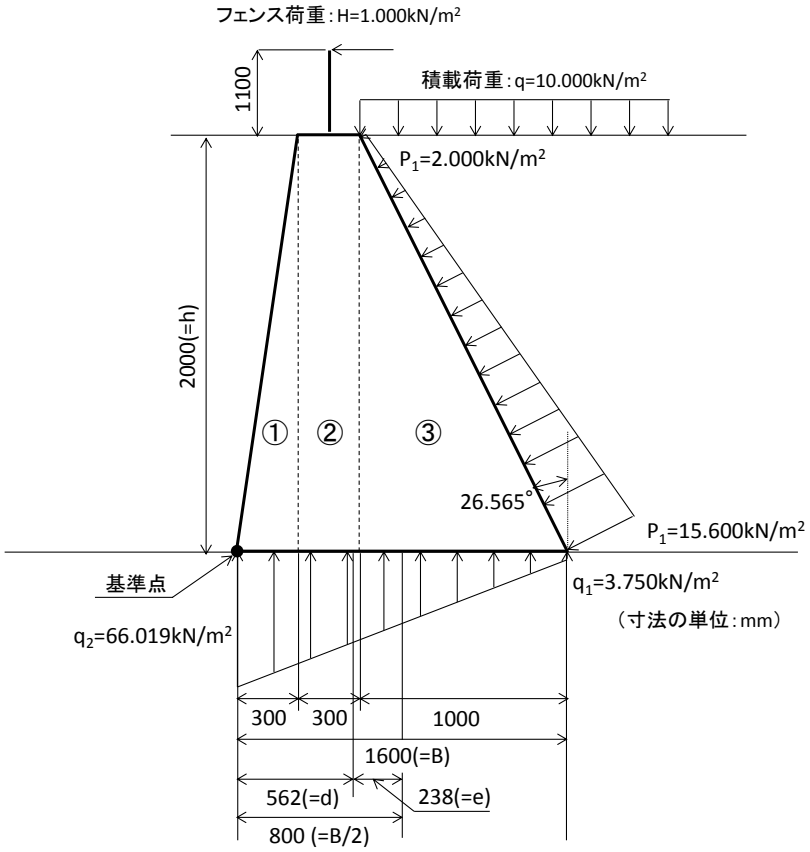
（1）安定計算

擁壁の転倒及び滑動の安全率が 1.5 以上であり、地盤に生じる応力度が地盤の長期許容応力度を超えないこと。

（2）部材の応力計算

コンクリートに生じる応力度が、長期許容応力度を超えないこと。

Ⅳ．安定計算



（1）荷重及びモーメント

ア　土圧

※　宅地造成等規制法施行令の別表第二の土圧係数（K_A=0.4）には、5kN/m² 程度の積載荷重による土圧が含まれていることから、土圧の計算では積載荷重から 5kN/m² を控除する。

○水平成分

・荷重

$$P_h=\left(\frac{1}{2}\times\gamma\times h^2\times K_A+q\times h\times K_A\right)\times\cos(\alpha+\sigma)$$

$$=\left(\frac{1}{2}\times17\times2.00^2\times0.4+5\times2.00\times0.4\right)\times\cos(26.565+16.933)=12.767\ (\mathrm{kN/m})$$

・作用位置

土圧作用面の上端土圧 P_1 及び下端土圧 P_2 は、$P=\gamma\times h\times K_A+q\times K_A$ より、

$P_1=17\times0\times0.4+5\times0.4=2.000$ (kN/m)

$P_2=17\times2\times0.4+5\times0.4=15.600$ (kN/m)

土圧は台形分布となるため、作用位置（台形の重心）は、

$$y=\frac{(P_2+2\times P_1)\times h}{3\times(P_2+P_1)}=\frac{(15.600+2\times2.000)\times2}{3\times(15.600+2.000)}=0.742\ (\mathrm{m})$$

○鉛直成分

・荷重

$$P_v=\left(\frac{1}{2}\times\gamma\times h^2\times K_A+q\times h\times K_A\right)\times\sin(\alpha+\sigma)$$

$$=\left(\frac{1}{2}\times17\times2.00^2\times0.4+5\times2.00\times0.4\right)\times\sin(26.565+16.933)=12.115\ (\mathrm{kN/m})$$

・作用位置

$x=B-y\times\tan\alpha=1.6-0.742\times\tan(26.565)=1.229$

イ　自重

区分	断面積 A(m²)	単位重量 (kN/m³)	重量 W(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m) (=W×X)
①	1/2×0.30×2.00	23	6.900	0.200	1.380
②	0.30×2.00	23	13.800	0.450	6.210
③	1/2×1.00×2.00	23	23.000	0.933	21.459
合計	-	-	43.700	-	29.049

エ　フェンス荷重

○水平荷重

H=1.000 (kN)

○作用位置

Y=2.0+1.1=3.100 (m)

オ　作用力の集計

荷重の種類	荷重(kN)		アーム長(m)		モーメント(kN・m)	
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	安定モーメント M_o	転倒モーメント M_r
土圧	12.115	12.767	1.229	0.742	14.889	9.473
自重	43.700	-	-	-	29.049	-
フェンス荷重	-	1.000	-	3.100	-	3.100
合計	55.815 (=R_V)	13.767 (=R_H)	-	-	43.938	12.573

○荷重の合力作用位置 d(m)

$$d=\frac{\Sigma M_o-\Sigma M_Y}{R_v}=\frac{43.938-12.573}{55.815}=0.562(m)$$

(2) 転倒に関する検討

ア　安全率に関する検討

$$F_s=\frac{\Sigma M_o}{\Sigma M_r}=\frac{43.938}{12.573}=3.495 \qquad >1.5\text{---OK}$$

イ　偏心距離に関する検討

$$e=\frac{B}{2}-d=\frac{1.6}{2}-0.562=0.238 \qquad <\frac{B}{6}=0.267\text{---OK}$$

(3) 滑動に関する検討

$$F_s=\frac{R_V\times\mu+C_B\times B}{R_H}=\frac{55.815\times0.4+0\times1.6}{13.767}=1.622 \qquad >1.5\text{---OK}$$

(4) 基礎地盤の支持力に関する検討

合力作用位置が底版中央の底版幅 1/3 の中にあるため、

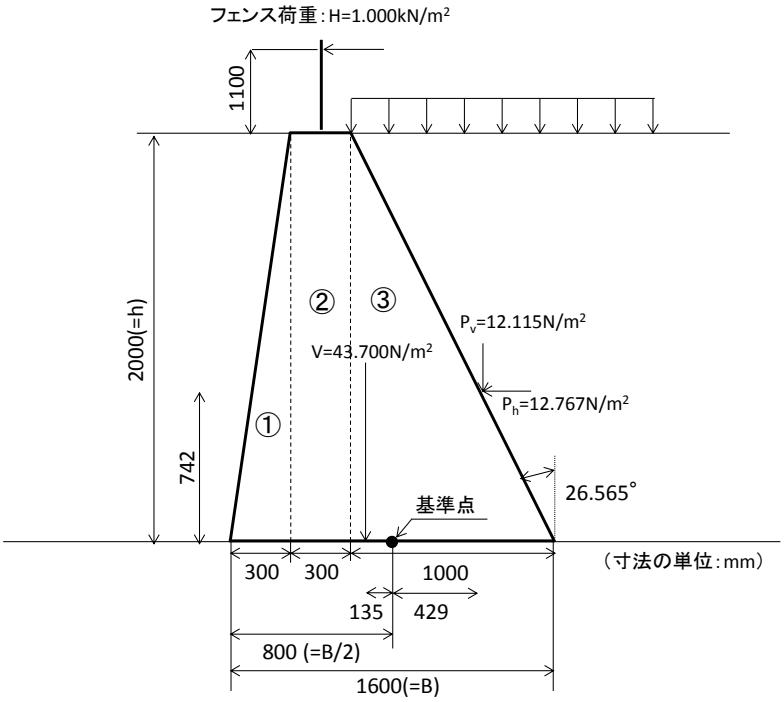
$$q_1,\ q_2=\frac{R_V}{B}\times\left(1\pm\frac{6\times e}{B}\right)=\frac{55.815}{1.6}\times\left(1\pm\frac{6\times0.238}{1.6}\right)=66.019,\ 3.750 \qquad <100\ (kN/m^2)\text{---OK}$$

V．竪壁の応力計算

(1) 荷重及びモーメント

ア　土圧

※　宅地造成等規制法施行令の別表第二の土圧係数（K_A=0.4）には、5kN/m² 程度の積載荷重によ



る土圧が含まれていることから、土圧の計算では積載荷重から 5kN/m² を控除する。

○水平成分

・土圧力

$$P_h=\left(\frac{1}{2}\times\gamma\times h^2\times K_A+q\times h\times K_A\right)\times\cos(\alpha+\sigma)$$

$$=\left(\frac{1}{2}\times17\times2.00^2\times0.4+5\times2.00\times0.4\right)\times\cos(26.565+16.933)=12.767\ (\mathrm{kN/m})$$

・作用位置

土圧作用面の上端土圧 P_1 及び下端土圧 P_2 は、$P=\gamma\times h\times K_A+q\times K_A$ より、

$P_1=17\times0\times0.4+5\times0.4=2.000$ (kN/m)

$P_2=17\times2\times0.4+5\times0.4=15.600$ (kN/m)

土圧は台形分布となるため、作用位置（台形の重心）は、

$$y=\frac{(P_2+2\times P_1)\times h}{3\times(P_2+P_1)}=\frac{(15.600+2\times2.000)\times2}{3\times(15.600+2.000)}=0.742\ (\mathrm{m})$$

○鉛直成分

・土圧力

$$P_v=\left(\frac{1}{2}\times\gamma\times h^2\times K_A+q\times h\times K_A\right)\times\sin(\alpha+\sigma)$$

$$=\left(\frac{1}{2}\times17\times2.00^2\times0.4+5\times2.00\times0.4\right)\times\sin(26.565+16.933)=12.115\ (\mathrm{kN/m})$$

・作用位置

$x=y\times\tan\alpha-B/2=0.742\times\tan(26.565)-0.800=-0.429$

イ　自重

区分	断面積 A(m²)	単位重量 (kN/m³)	重量 W(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m) (=W×X)
①	1/2×0.30×2.00	23	6.900	0.200	1.380
②	0.30×2.00	23	13.800	0.450	6.210
③	1/2×1.00×2.00	23	23.000	0.933	21.459
合計	-	-	43.700	0.665(=X_G=M/W)	29.049

〇作用位置

$X=B/2-X_G=0.8-0.665=0.135$ (m)

ウ　フェンス荷重

〇水平荷重

H=1.000 (kN)

〇作用位置

Y=2.0+1.1=3.100 (m)

オ　作用力の集計

荷重の種類	荷重(kN)		アーム長(m)		モーメント(kN・m)	
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	M_x	M_y
土圧	12.115	12.767	-0.429	0.742	-5.197	9.473
自重	43.700	-	0.135	-	5.900	-
フェンス荷重	-	1.000	-	3.100	-	3.100
合計	55.815 (=N)	13.767 (=S)	-	-	0.703	12.573
					13.276	

(2) 応力度の計算

〇単位幅 b(mm)

b=1000(mm)

〇コンクリートの全断面積 A(N/mm²)

$A=b\times B=1000\times1600=1.600\times10^6(mm^2)$

〇断面係数 W(mm³)

$$W=\frac{b\times B^2}{6}=\frac{1000\times1600^2}{6}=426.667\times10^6(mm^2)$$

ア　曲げ応力度 σ（圧縮応力度 σ_{ca}、引張応力度 σ_{ta}）

圧縮応力度を正とする。

$$\sigma=\frac{N}{A}\pm\frac{M}{W}=\frac{55.815\times10^3}{1.600\times10^6}\pm\frac{13.267\times10^6}{426.667\times10^6}=0.066,\ 0.004(N/mm^2)\qquad<\sigma_{ca}=6.000(N/mm^2)\text{---OK}$$

※σ＞0 であり、躯体に引張応力度は生じない。

ウ　せん断応力度 τ_{ca}

$$\tau_{ca}=\frac{S}{A}=\frac{13.767\times10^3}{1.600\times10^6}=0.009(N/mm^2)\qquad<\tau_{ca}=0.600(N/mm^2)\text{---OK}$$

■鉄筋の断面積（㎟）

呼び名	１本当り断面積	ピッチ（１ｍ当り本数）					
		100㎜（10 本）	125㎜（8 本）	150㎜（6.67 本）	200㎜（5 本）	250㎜（4 本）	300㎜（3.33 本）
D13	126.7	1,267	1,014	845	634	507	422
D16	198.6	1,986	1,589	1,325	993	794	661
D19	286.5	2,865	2,292	1,911	1,433	1,146	954
D22	387.1	3,871	3,097	2,582	1,936	1,548	1,289
D25	506.7	5,067	4,054	3,380	2,534	2,027	1,687