

L 型 擁 壁 計 算 例

壁 高 $H = 1.700 \text{ m}$

平成23年5月29日

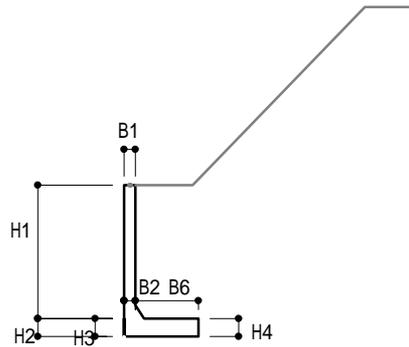
株式会社

L型擁壁計算例

1. 設計条件

(1)形状寸法

壁高	H1 =	1.500 m
フチ厚 (基部)	H2 =	0.200 m
前面フチ厚 (先端)	H3 =	0.200 m
背面フチ厚 (先端)	H4 =	0.200 m
壁厚 (天端)	B1 =	0.200 m
壁厚 (基部)	B2 =	0.200 m
前面勾配厚	B3 =	0.000 m
フチ背面長	B6 =	1.100 m



背面ハンチ高	H6 =	0.150 m
背面ハンチ幅	B8 =	0.150 m

基点：前面つま先

(2)地震時係数

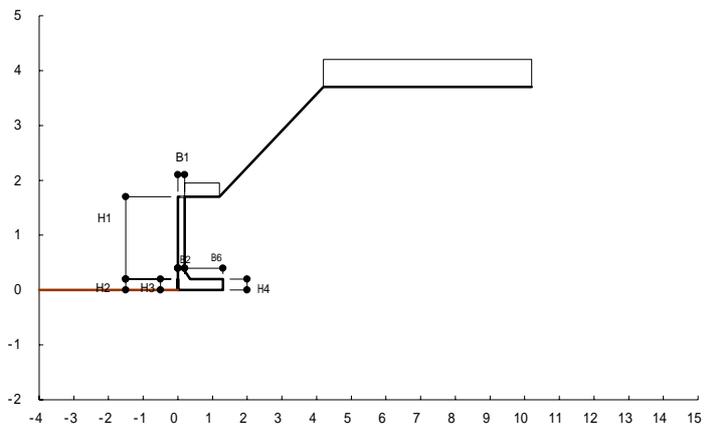
地震水平震度	Kh =	
地震時上乗荷重		無し

(3)単位重量及び土質諸元

コンクリートの単位重量	c =	24.5 kN/m ³
背面土の単位重量	s =	18.0 kN/m ³
背面土の内部摩擦角	=	30.0 度
滑動摩擦係数	tan β =	0.60 岩盤
地盤許容支持力(常時)	qa =	88.11 kN/m ²
地盤の粘着力	C =	0.0 kN/m ²
壁 常時(土と土)	=	20.000
面 常時(土とコンクリート)	=	20.000
摩 地震時(土と土)	=	15.000
擦 地震時(土とコンクリート)	=	15.000

(4)背面形状

X(m)	Y(m)	q(kN/m ²)
1.000	0.000	5.000
4.000	2.000	
10.000	2.000	10.000



(5) 任意荷重

水平荷重名

鉛直荷重名

荷重強度 $p_s =$ kN
 作用高さ $y_p =$ m
 荷重幅 $b_p =$ m当り

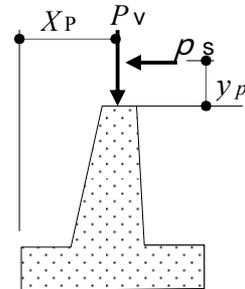
$p_v =$ kN/m当り
 $x_p =$ m

常時考慮 地震時考慮 常時考慮 地震時考慮

(6) 許容応力度

設計基準強度 $\sigma_{ck} =$ 21 N/mm²
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} =$ 7 N/mm²
 許容せん断応力度 $\tau_{ca} =$ 0.7 N/mm²
 許容引張応力度 $\sigma_{sa} =$ 180 N/mm²
 許容付着応力度 $\tau_a =$ 2.1 N/mm²

無筋コンクリート許容引張応力度 $c_a =$ 0.26 N/mm²



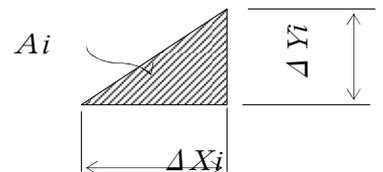
(7) 配筋計画

	鉄筋径1 D (mm)	鉄筋径2 D (mm)	ピッチ @ (mm)	中心かぶり t(mm)	鉄筋量 As (mm ²)	周長 U(mm)
たて壁(基部)	13		250	60	507	160
(中間部)1.00 m	13		250	60	507	160
前面フーチング	無筋				0	
背面フーチング	13		250	60	507	160

(8) 重量・重心計算式

a) 面積は座標系より倍面積法によって求める。

No	X	Y	X _{n+1} - X _{n-1}	倍面積
1	0.000	0.000	-1.300	0.000
2	0.000	0.200	0.000	0.000
3	0.000	0.200	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.000	1.700	0.200	0.340
6	0.200	1.700	0.200	0.340
7	0.200	0.350	0.150	0.053
8	0.350	0.200	1.100	0.220
9	1.300	0.200	0.950	0.190
10	1.300	0.000	-1.300	0.000
倍面積				1.143
擁壁の断面積	$A =$	$1.143 / 2 =$		0.572 m ²
擁壁の重量	$w = A \cdot \gamma_c =$	$0.572 \times 24.50 =$		14.014 kN



$$(X, Y) = \left(\frac{\sum \{ (A_i \cdot (\Delta X_i \cdot 2/3 + X_i)) \}}{A}, \frac{\sum \{ (A_i \cdot (\Delta Y_i \cdot 1/3 + Y_i)) \}}{A} \right)$$

2. 安定計算(常時)

(1) 外力

a) 荷重	鉛直荷重 (kN)	作用距離 (m)	モーメント (kN・m)
躯体	13.996	0.353	4.940
湿潤土	29.558	0.754	22.286
載荷重 1	5.000	0.700	3.500
合計	48.553		30.726

b) 土圧

土圧の計算は試行くさび法による方法を用いる。

壁面摩擦角 $\delta = 20.000$ (度) = 29.874 (度)

背面の勾配 $j = 0.000$ (度)

すべり角 $\alpha = 44$ (度)

すべり面上の土重 $W = 77.128$ kN

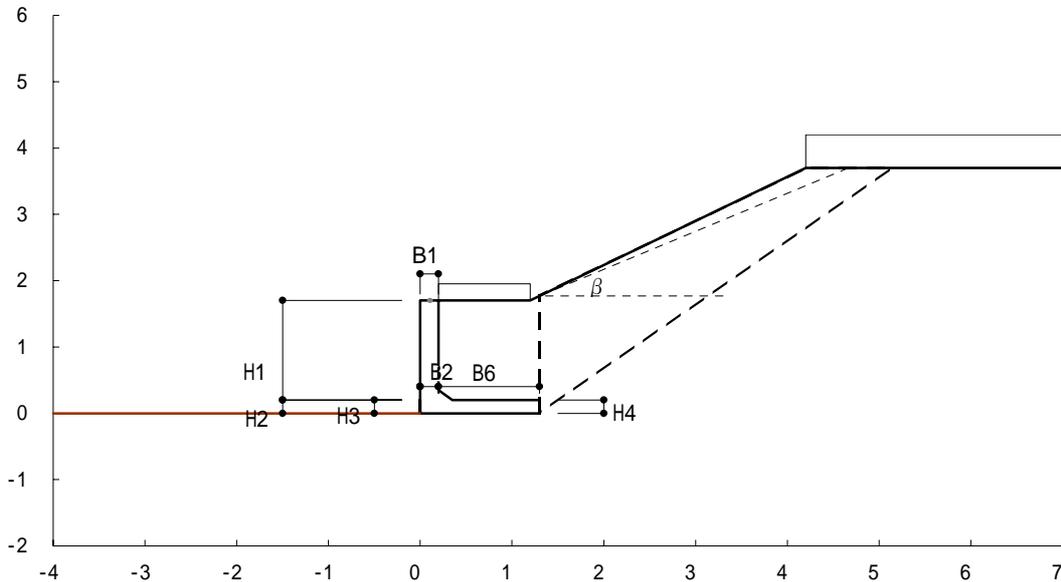
すべり面上の上載荷重 $Q = 9.315$ kN

最大土圧力 $P_a = \frac{(W+Q) \times \sin(\alpha - \delta)}{\cos(\alpha - j)} = 21.027$ kN

主動土圧係数 $K_A = 2 \times P_a / (\gamma_s \cdot h^2) = 0.749$

水平土圧係数 $K_H = K_A \times \cos(\delta + j) = 0.704$

鉛直土圧係数 $K_V = K_A \times \sin(\delta + j) = 0.256$



土 圧 (kN)	作用距離(m)	モーメント (kN・m)
$PH=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KH$ 19.775	0.589	$M_y=PH \times Y$ 11.647
$PV=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KV$ 7.191	1.300	$M_x=PV \times X$ 9.348

但し h : 土圧高 1.767 m

PH : 背面土による水平土圧

PV : 背面土による鉛直土圧

土圧作用面は仮想背面とする。

土圧

鉛直力の合計 $\Sigma V =$ 55.744 kN
 水平力の合計 $\Sigma H =$ 19.775 kN
 モーメント M = 28.427 kN

(M : 前面フーチング先端に対する回転モーメント)

(2) 転倒に対する検討

$$e = B/2 - M/N = \frac{1.300}{2} - \frac{28.427}{55.744} = 0.140 \text{ m}$$

ただし、B : フーチング長

従って $|e| \leq B/6 = 0.217 \text{ m} \dots\dots \text{OK}$

(3) 滑動に対する検討

基礎地盤の種類 岩盤 $\tan \mu = 0.6$ $\mu = \tan^{-1} 0.6$

$$F_s = \frac{N \cdot \mu + C \cdot B}{\Sigma H} = \frac{55.744 \times 0.60 + 0.000}{19.775} = 1.691 \quad 1.5 \dots\dots \text{OK}$$

(4) 地盤支持力の検討

$d = B/2 - e = 0.51 \text{ m}$

作用幅

$x = B = 1.300 \text{ m}$

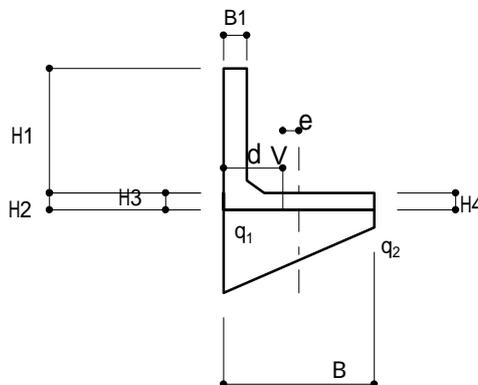
底面反力

$q_1, q_2 = V/B (1 \pm 6e/B)$

$q_1 = 70.587 \text{ kN/m}^2$

$q_2 = 15.173 \text{ kN/m}^2$

許容支持力 $q_a = 88.11 \text{ kN/m}^2$ より小さい ---- OK



許容支持力

根入地盤

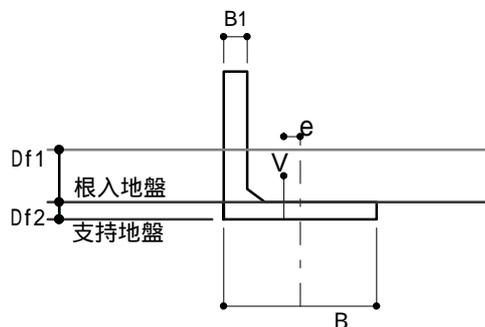
根入れ深さ Df1= 0.600 m
 単位体積重量 γ_1 = 18.00 kN/m³

支持地盤

根入れ深さ Df2= 0.200 m
 単位体積重量 γ_2 = 18.00 kN/m³

支持地盤の種類 砂礫地盤
 最大地盤反力度 700.0 kN/m²
 せん断抵抗角 ϕ = 35.0 度
 粘着力 c = 0.0 kN/m²

基礎寸法 基礎幅 B= 1.300 m
 基礎長 L= 1.000 m
 荷重状態 鉛直力 V= 55.74 kN
 水平力 HB= 19.78 kN
 偏心量 e = 0.140 m



許容支持力

$$Q_a = 1/a \cdot A_e \cdot (\alpha \cdot K \cdot C \cdot N_c \cdot S_c + K \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_2 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r)$$

$$= 1/3 \times 1.02 \times (1 \times 1.059 \times 0 \times 19.01 \times 1 + 1.059 \times 14.4 \times 14.31 \times 0.886 + 1/2 \times 18 \times 1 \times 1.02 \times 7.22 \times 0.993)$$

$$= 88 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

a: 安全率 a= 3

C: 地盤の粘着力kN/m²

q: 上載荷重 (kN/m²)

$$q = \gamma_1 \cdot Df1 + \gamma_2 \cdot Df2 = 14.400 \text{ (kN/m}^2)$$

Ae: 有効載荷面積 (m²)

$$A_e = B_e \cdot L = 1.020 \text{ (m}^2)$$

Be: 偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2 \cdot eB = 1.020 \text{ (m)}$$

α, β : 基礎の形状係数

$$\alpha = 1.00$$

$$\beta = 1.00$$

K: 根入れ効果に対する割増し係数

$$K = 1 + 0.3 \cdot Df/Be = 1.059$$

Nc, Nq, Nr: 荷重の偏心を考慮した支持力係数

$$\tan\theta = HB/V = 0.355$$

$$N_c = 19.01$$

$$N_q = 14.31$$

$$N_r = 7.22$$

寸法効果の補正係数

$$\lambda = \nu = \mu = -1/3 \text{ とする。}$$

$$S_c = (C')^\lambda = 1.000$$

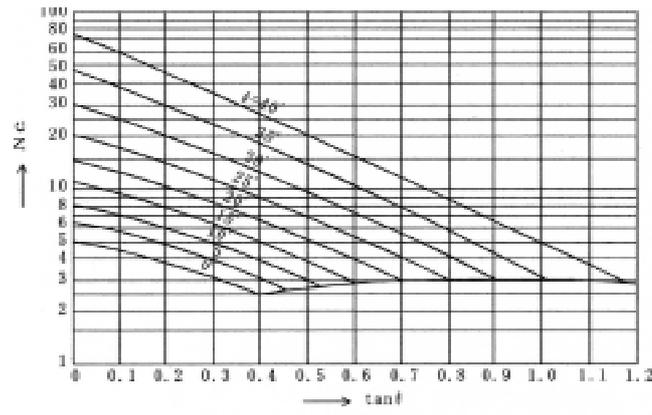
$$S_q = (q')^\nu = 0.886$$

$$S_\gamma = (B')^\mu = 0.993$$

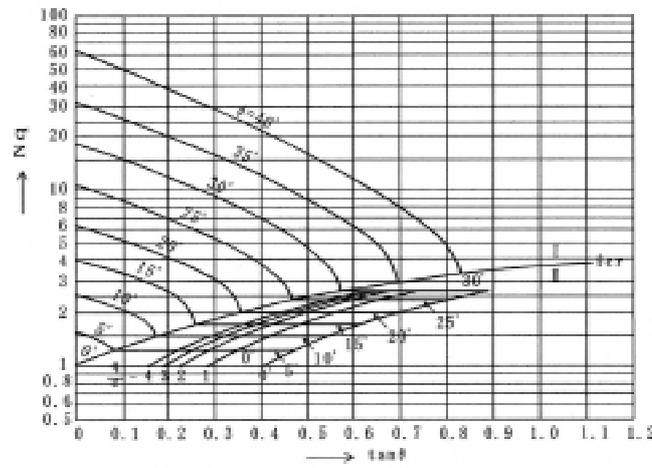
$$C' = C / C_0 = C / 10 = 0.000$$

$$q' = q / q_0 = q / 10 = 1.440$$

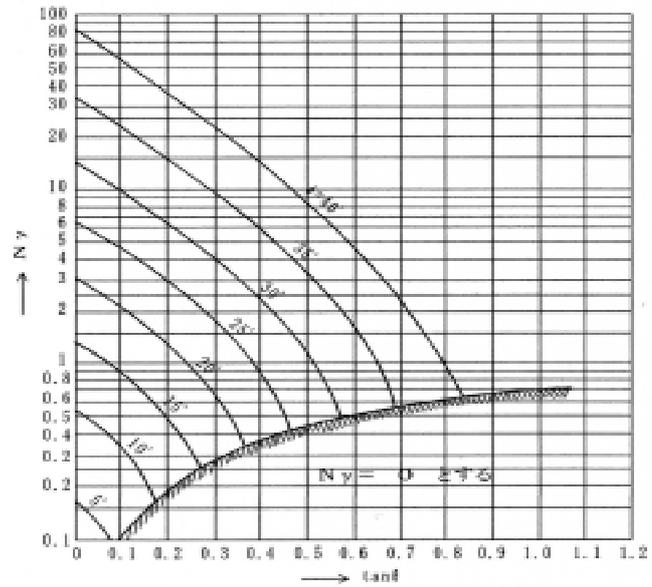
$$B' = B_e / B_0 = B_e / 1 = 1.020$$



支持力係数 N_c



支持力係数 N_q



支持力係数 N_r

3. 部材の構造計算(常時)

(1) たて壁の計算

a) 土圧

土圧の計算は試行くさび法による方法を用いる。

壁面摩擦角 = 20.000 (度)

背面の勾配 $j = 0.0000$ (度)

すべり角 = 39 (度)

すべり面上の土重 $W = 50.670$ kN

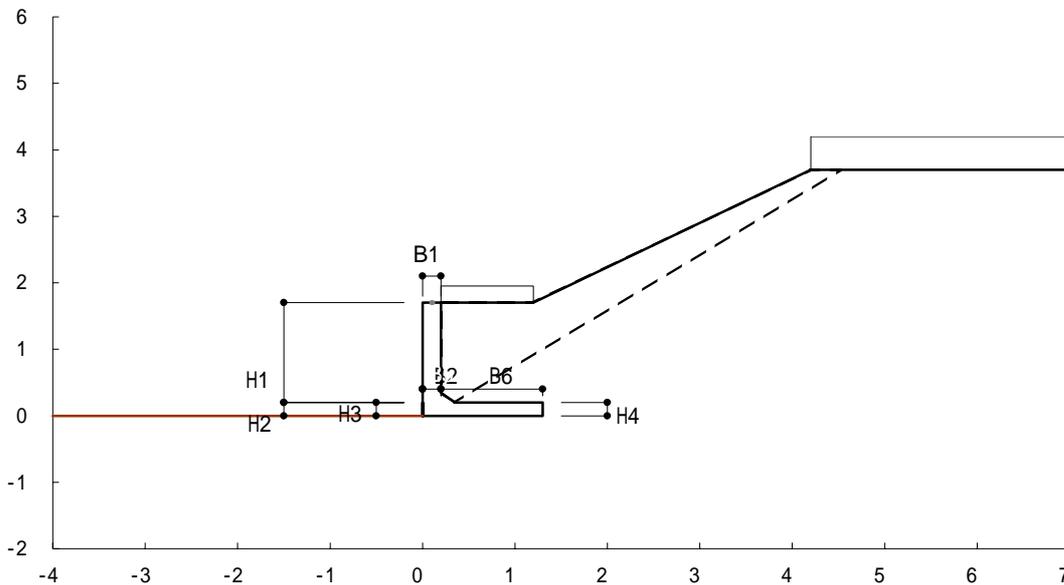
すべり面上の上載荷重 $Q = 8.221$ kN

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{(W+Q) \times \sin(\quad)}{\cos(\quad - j)} = 9.385 \text{ kN}$$

$$\text{主働土圧係数 } KA = 2 \times Pa / (s \cdot h^2) = 0.463$$

$$\text{水平土圧係数 } KH = Ka \times \cos(\quad + j) = 0.435$$

$$\text{鉛直土圧係数 } KV = Ka \times \sin(\quad + j) = 0.158$$



b) 任意荷重

	$P = 0.000$	kN
作用高	$y_p = 1.500$	m (たて壁基部からの高さ)
荷重幅	$b_p = 0.000$	m 当り
1m当り水平荷重	$P_u = 0.000$	kN/m

c) 断面力

(基部)

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1 / 2 + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1 / 3 + Pu \cdot yp = 6.851 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 12.071 \text{ kN/m}$$

(中間部) 1.00 m

$$Pa' = Pa \cdot H / H1 = 6.257 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1 / 2 + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1 / 3 + Pu \cdot (H + Hp) = 2.393 \text{ kNm/m}$$

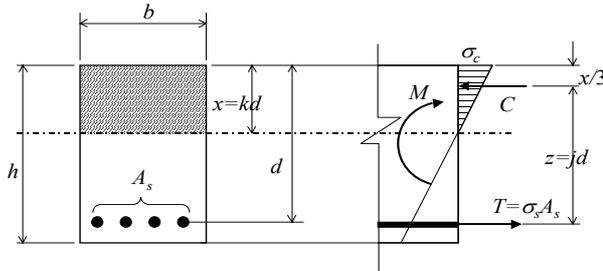
$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 6.090 \text{ kN/m}$$

d) 応力度

(基部)

配筋	D13@250	
部材厚さ	$B2 =$	200 mm
有効幅	$b =$	1000 mm
鉄筋かぶり	$i =$	60 mm
有効高	$d =$	140 mm
鉄筋量	$A_s =$	507 mm ²
周長	$U =$	160 mm

せん断力と曲げモーメントが作用する単鉄筋長方形断面として計算する。



ヤング係数比	$n = \frac{E_S}{E_c} = 15$	鉄筋比	$np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.05432$
	$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.280$		$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.907$

曲げモーメント $M = 6.85E+06$ N・mm

せん断力 $S = 1.21E+04$ N

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 2.8 \text{ N/mm}^2 < ca = 7.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 106.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.086 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.594 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 2.10 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

(中間部) 1.00 m

$d = 140$ mm

配筋 D13@250

曲げモーメント $M = 2.39E+06$ N・mm

$A_s = 507$ mm²

せん断力 $S = 6.09E+03$ N

$U = 160$ mm

コンクリートの曲げ圧縮応力度 $K = 0.28$

$j = 0.907$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 1.0 \text{ N/mm}^2 < ca = 7.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 37.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

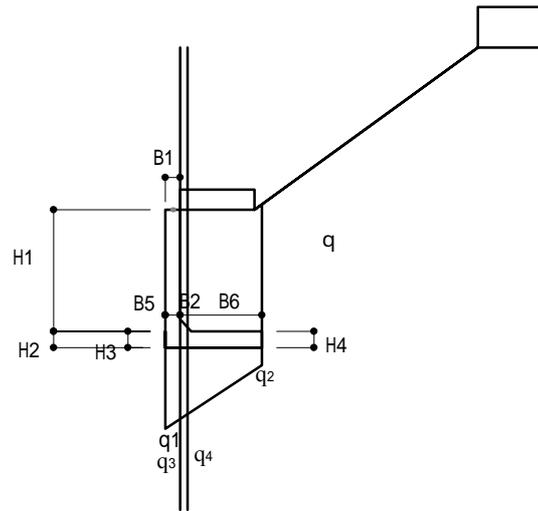
$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.044 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.300 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 2.10 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

(3) 背面フーチングの計算

a) 荷重



① 曲げモーメント照査位置

② せん断力照査位置図

つけねより $\ell = H2/2$ の位置

$\ell = 0.100\text{m}$

$B6 - \ell = 1.000\text{m}$

地盤反力	$q_1 =$	70.59 kN/m ²	$q_2 =$	15.17 kN/m ²
	$q_3 =$	62.06 kN/m ²	$q_4 =$	57.80 kN/m ²
鉛直力	$Q_{v1} =$	42.48 kN/m	$X_{v1} =$	0.439 m
	$Q_{v2} =$	36.49 kN/m		

せん断照査位置

部材厚 $H\ell = 0.200\text{ m}$

土 圧	$Ee=2 \cdot Pv/L$	$Ex=Ee/B6 \cdot \ell$	$Ev=1/2(Ex+Ee) \cdot (B6-\ell)$
戴荷重土圧	0	0	0
主働土圧	13.0745455	1.189	7.132

b) 断面力

荷重種類	せん断力 kN	作用距離 m	モーメント kN・m	せん断力 kN
底板自重	5.39	0.55	2.96	4.90
ハンチ	0.28	0.050	0.01	0.03
湿潤土	29.56	0.554	16.37	27.11
載荷重 1	5.00	0.500	2.50	4.50
主働土圧	7.19	0.733	5.27	7.13
地盤反力	-42.48	0.439	-18.64	-36.49
	4.94		8.49	7.18

たて壁基部の曲げモーメント $M_w = 6.85\text{ kN} \cdot \text{m/m}$

(曲げモーメントはたて壁と比較して小さい方を用いる。)

c) 応力度

配筋		D13@250		
位置				単位
部材厚さ	$T=$	200	200	mm
有効幅	$b=$	1000	1000	mm
鉄筋かぶり	$i=$	60	60	mm
有効高	$d=$	140	140	mm
鉄筋量	$A_s=$	507	507	mm ²
周長	$U=$	160	160	mm

$$\text{ヤング係数比} \quad n = \frac{E_s}{E_c} = 15$$

$$\text{鉄筋比} \quad np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.05432$$

$$\text{断面に関する係数} \quad k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.280$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.907$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 6.85\text{E}+06 \quad \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 7.18\text{E}+03 \quad \text{N}$$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 2.8 \quad \text{N/mm}^2 < \text{ca} = 7.0 \quad \text{N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 106.4 \quad \text{N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180.0 \quad \text{N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

$$d = 140 \quad \text{mm}$$

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{b \cdot d} = 0.051 \quad \text{N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \quad \text{N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.354 \quad \text{N/mm}^2 < \tau_{ca} = 2.10 \quad \text{N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

4. 計算結果(直接基礎)

(常時)

1) 安定計算結果

照査項目	計算値	許容値	判定
転倒	0.140	0.217	OK
支持力	70.59	88.1	OK
滑動	1.69	1.50	OK

2) 応力計算結果

許容応力度 N/mm ²	鉄筋コンクリート	無筋コンクリート	鉄筋応力	せん断応力	付着力
	7.00	0.26	180.00	0.70	2.10
たて壁(基部) D13@250	2.76 OK		106.45 OK	0.09 OK	0.59 OK
(中間部)1.00 m D13@250	0.96 OK		37.16 OK	0.04 OK	0.30 OK
前面フーチング					
背面フーチング D13@250	2.76 OK		106.45 OK	0.05 OK	0.35 OK

