

SUCCES

擁壁の設計計算

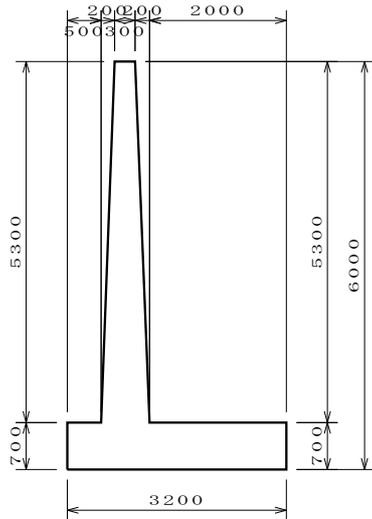
逆T式擁壁、直接基礎

出力例
2015年11月

目 次

1	安定計算結果一覧表	1
2	断面計算結果一覧表	2
3	設計条件	3
3-1	設計条件	3
3-2	擁壁形状	3
3-3	裏込土形状	3
3-4	基本条件	4
3-5	荷重条件	4
3-6	基礎条件	7
4	荷重計算	8
4-1	荷重計算	8
4-2	荷重集計	18
4-3	擁壁前面の土による受働土圧	20
5	安定計算（直接基礎）	22
5-1	照査項目	22
5-2	安定計算	26
6	たて壁の断面計算	38
6-1	設計条件	38
6-1-1	形状	38
6-2	断面力一覧	38
6-3	断面力算出	38
6-4	応力度計算	46
7	底版の断面計算	49
7-1	設計条件	49
7-1-1	照査位置と照査項目	49
7-2	つま先版	49
7-2-1	断面力一覧	49
7-2-2	断面力算出	50
7-2-3	応力度計算	60
7-3	かかと版	64
7-3-1	断面力一覧	64
7-3-2	断面力算出	65
7-3-3	応力度計算	83
8	配筋計画	87
8-1	配筋計画図	87
8-2	たて壁	88
8-2-1	前面	88
8-2-2	背面	88
8-2-3	組立筋	88
8-3	つま先版	89
8-3-1	上面	89
8-3-2	下面	89
8-3-3	組立筋	89
8-4	かかと版	90
8-4-1	上面	90
8-4-2	下面	90
8-4-3	組立筋	90

1 安定計算結果一覧表



項目		単位	常時	常時+浮力	地震時	地震時+浮力
作用力	V	kN	387.68	301.45	447.02	383.14
	H	kN	124.23	113.91	189.29	183.68
	M	kN・m	445.41	322.08	446.65	352.14
転倒	e	m	0.451	0.532	0.601	0.681
	許容値	m	(0.533)	(0.533)	(1.067)	(1.067)
滑動	Fs	—	1.921	1.640	1.445	1.281
	許容値	—	(1.50)	(1.50)	(1.20)	(1.20)
作用力	V	kN	400.68	314.45	447.02	383.14
	H	kN	124.23	113.91	189.29	183.68
	M	kN・m	478.56	355.23	446.65	352.14
極限支持力度	V/Ae	kN/m ²	167.74	139.18	223.69	208.44
	許容値	kN/m ²	(291.09)	(194.76)	(299.87)	(203.83)
地盤反力度	q1	kN/m ²	220.44	184.92	298.26	277.92
	q2	kN/m ²	29.98	11.61	0.00	0.00
	許容値	kN/m ²	(600.00)	(600.00)		

※ 作用力(M)の原点 : つま先下端

2 断面計算結果一覧表

検討項目		単位	たて壁		つま先版		かかと版	
			曲げ	せん断	曲げ	せん断	曲げ	せん断
照査位置		m	0.000	0.000	0.000	0.350	0.000	0.350
寸法	B	m	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	H	m	0.700	0.700	0.700	0.700	0.700	0.700
	d	m	0.630	0.630	0.600	0.600	0.600	0.600
作用力	M	kN・m	144.63	—	-24.17	—	144.63	—
	N	kN	0.00	—	—	—	—	—
	S	kN	—	68.94	—	-29.82	—	187.32
配筋	主鉄筋	径・ctc・段本数	D19@250×1.0	D19@250×1.0	D16@250×1.0	D16@250×1.0	D19@250×1.0	D19@250×1.0
		鉄筋量	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000
		必要鉄筋量	mm ²	1146.0	1146.0	794.4	794.4	1146.0
	斜引張鉄筋	径・ctc・本数	—	D13@300×2本	—	D13@300×4本	—	D13@300×4本
		鉄筋量	—	253.4	—	506.8	—	506.8
		必要鉄筋量	mm ²	—	—	—	—	—
応力度	σ _c	N/mm ²	3.77	—	0.79	—	4.07	—
	(σ _{ca})	N/mm ²	(7.00)	—	(7.00)	—	(7.00)	—
	σ _s	N/mm ²	215.23	—	53.96	—	226.36	—
	(σ _{sa})	N/mm ²	(160.00)	—	(180.00)	—	(160.00)	—
	τ	N/mm ²	—	0.1094	—	0.0497	—	0.3122
	(τ _a)	N/mm ²	—	(0.2302)	—	(1.3230)	—	(0.3576)
最小鉄筋量	曲げ部材	mm ²	777.2	—	1.7Md ≤ Mc	—	817.1	—
	軸方向力部材	mm ²	—	—	—	—	—	—
決定ケース			常時+浮力	常時	常時	常時	常時+浮力	地震時

3 設計条件

3-1 設計条件

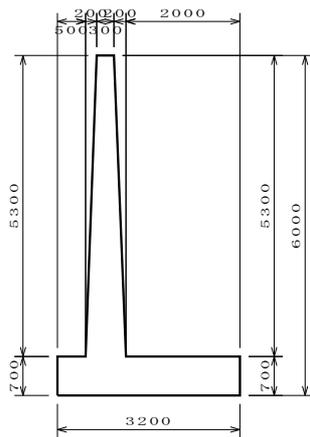
設計書タイトル 逆T式擁壁

基礎形式 直接基礎

設計基準 道路土工 擁壁工指針（平成24年度版）平成24年7月

土圧計算方法 試行くさび法

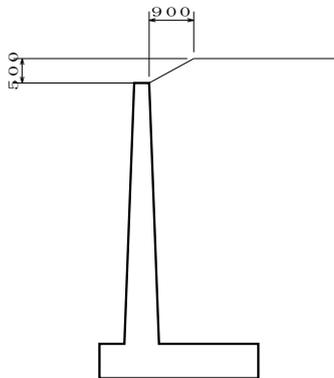
3-2 擁壁形状



奥行き

1.000 m

3-3 裏込土形状



3-4 基本条件

(1) 使用材料

・無筋コンクリート

設計基準強度		N/mm ²	18.00
許容曲げ 応力度	曲げ圧縮応力度	N/mm ²	4.50
	曲げ引張応力度	N/mm ²	0.22
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 τ_{a1}	N/mm ²	0.33
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 τ_{a2}	N/mm ²	1.50
	押抜きせん断応力度 τ_{a3}	N/mm ²	0.80
許容付着応力度		N/mm ²	1.20
ヤング係数		N/mm ²	22000.00

・鉄筋コンクリート

設計基準強度		N/mm ²	21.00
許容圧縮 応力度	軸圧縮応力度	N/mm ²	5.50
	曲げ圧縮応力度	N/mm ²	7.00
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 τ_{a1} (常時)	N/mm ²	0.22
	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 τ_{a1} (地震時)	N/mm ²	0.33
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 τ_{a2}	N/mm ²	1.60
	押抜きせん断応力度 τ_{a3}	N/mm ²	0.85
許容付着応力度		N/mm ²	1.40
ヤング係数		N/mm ²	23500.00

・鉄筋 : SD295A, B

許容引張 応力度	荷重の組合せに衝突、地震の影響を含まない	一般の部材	N/mm ²	180.00
		水中・地下水位中の部材	N/mm ²	160.00
		土中の部材	N/mm ²	180.00
	荷重の組合せに地震等の影響を含む場合の基本値		N/mm ²	180.00
	鉄筋の重ね継手長等を算出する場合の基本値		N/mm ²	180.00
許容圧縮応力度		N/mm ²	180.00	
降伏応力度		N/mm ²	295.00	
ヤング係数		N/mm ²	200000.00	

(2) 単位体積重量

	大気中 (kN/m ³)	水中 (kN/m ³)
コンクリート	24.50	14.50
つま先版上載土砂	18.00	9.00
裏込土砂	20.00	11.00
水	9.80	-----
防護壁・地覆	24.50	-----

3-5 荷重条件

(1) 設計水平震度

躯体	0.160
土砂	0.160

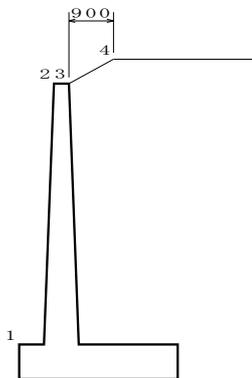
(2) 荷重組合せ

荷重ケース名	割増係数	躯体重量	上載土重量	裏込土砂重量	水位	地震時慣性力	水圧	地震時動水圧	揚圧力	土圧	衝突荷重
常時	1.00	○	○	○	×	×	×	×	×	○	×
常時+浮力	1.00	○	○	○	○	×	×	×	×	○	×
地震時	1.50	○	○	○	×	○	×	×	×	○	×
地震時+浮力	1.50	○	○	○	○	○	×	×	×	○	×

(3) 地表面載荷荷重

No	荷重名称	荷重強度 (kN/m ²)	基準点	基準点からの 距離(m)	作用幅
1	過載荷重	10.00	節点4	0.000	全載荷

荷重ケース名	載荷荷重 1	載荷荷重 2	載荷荷重 3	載荷荷重 4	載荷荷重 5
常時	○	×	×	×	×
常時+浮力	○	×	×	×	×
地震時	×	×	×	×	×
地震時+浮力	×	×	×	×	×



(4) 地盤標高および水位

計画地表面の標高	m	2.000	
底版下面の標高	m	0.000	
浮力 設定	常時水位	m	3.000
	地震時水位	m	2.000

(5) 水圧

- ・水圧を考慮しない。

(6) 土圧

- ・安定計算時の土圧載荷方法 土と土
- ・水位の設定 (常時) 水位を考慮
- ・水位の設定 (地震時) 水位を考慮
- ・地震時に使用する土圧 地震時慣性力を考慮
- ・裏込め土砂
 - せん断抵抗角 ϕ 35.000 度
 - 粘着力 c 0.00 kN/m²
- ・土くさびの設定
 - トライアル計算 (計算ピッチ) 0.01 度
 - 底板からくさび原点までの高さ 0.000 m
- ・土圧水平力作用高さ $h/3$
- ・切土部土圧 無視する
- ・土圧作用面の壁面摩擦角

計算の種類	土圧作用面の状態	壁面摩擦角 (度)	
		常時 (δ)	地震時 (δ_E)
安定計算	土と土	β' $\beta' \geq \phi$ の場合、 ϕ	注)
安定計算・断面計算	土とコンクリート	$2/3 \phi$	$\phi/2$

ϕ : 土のせん断抵抗角

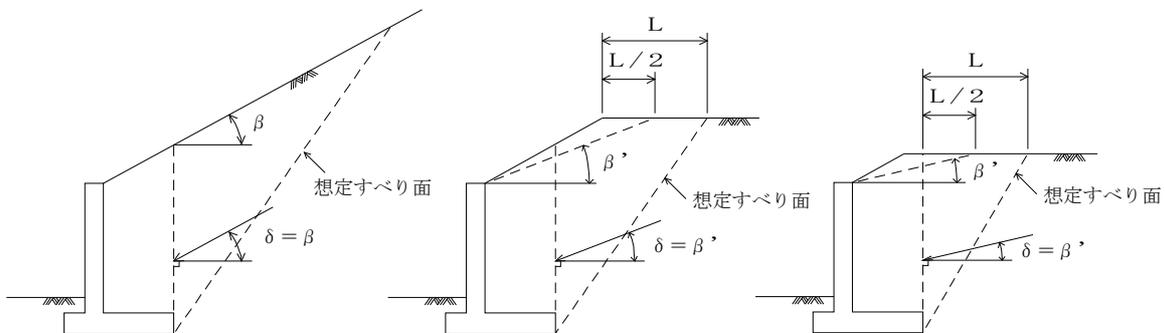
$$\text{注) } \tan \delta_E = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta')}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta')}$$

ここに、

$$\sin \Delta = \frac{\sin(\beta' + \theta)}{\sin \phi}$$

$$\theta = \tan^{-1} K_h$$

ただし、 $\beta' + \theta \geq \phi$ となるときは、 $\delta_E = \phi$ とする



(a) 背面のり勾配が一樣の場合

(b) 仮想背面がのり面と交差する場合

(c) 仮想背面が平坦面と交差する場合

β' の設定方法

(7) 衝突荷重

- ・衝突荷重を考慮しない。

(8) 雪荷重

- ・雪荷重を考慮しない。

(9) 任意荷重

- ・任意荷重を考慮しない。

3-6 基礎条件

(1) 安全率・許容値

荷重ケース名	支持	滑動	転倒
常時	3.00	1.50	B / 6.00
常時+浮力	3.00	1.50	B / 6.00
地震時	2.00	1.20	B / 3.00
地震時+浮力	2.00	1.20	B / 3.00

(2) 支持に対する計算条件

- ・地盤の許容鉛直支持力度 静力学公式により求める
 - 地盤のせん断抵抗角 ϕ 35.00 度
 - 地盤の粘着力 c 20.00 kN/m²
 - 支持地盤の単位体積重量
 - 大気中 γ_1 20.00 kN/m³
 - 水中 γ_1' 11.00 kN/m³
 - 根入れ地盤の単位体積重量
 - 大気中 γ_2 19.00 kN/m³
 - 水中 γ_2' 10.00 kN/m³
 - 有効根入れ深さ D_f 1.200 m
 - 支持地盤への根入れ深さ D_f' 0.600 m
 - 常時の最大地盤反力度の上限値 600.00 kN/m²
 - 基礎底面の形状 帯状

(3) 滑動に対する計算条件

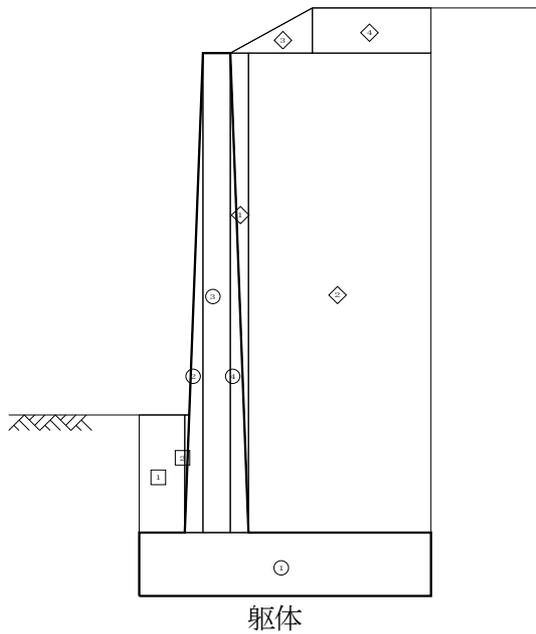
- ・擁壁底面
 - 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_B$ 0.600
 - 擁壁底面と地盤との間の付着力 c_B 0.00 kN/m²
- ・擁壁前面の受働土圧を考慮する
 - 地表面から仮想地表面までの深さ 1.000 m
 - 擁壁前面土のせん断抵抗角 ϕ 27.000 度
 - 壁面摩擦角 δ (常時) 0.000 度
 - 壁面摩擦角 δ (地震時) 0.000 度
 - 受働土圧の有効率 0.50
 - 土圧作用面と鉛直面のなす角 α 0.000 度

4 荷重計算

4-1 荷重計算

(1) 重量計算

1) ブロック割



2) 躯体自重および重心位置

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	鉛直力 V(kN)
1	3.200× 0.700× 1.000× 24.50	54.88
2	0.200× 5.300× 1.000× 24.50×0.5	12.99
3	0.300× 5.300× 1.000× 24.50	38.96
4	0.200× 5.300× 1.000× 24.50×0.5	12.99
	合計	119.81

区分	鉛直力 V(kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
1	54.88	1.600	0.350	87.81	19.21
2	12.99	0.633	2.467	8.22	32.03
3	38.96	0.850	3.350	33.11	130.50
4	12.99	1.067	2.467	13.85	32.03
計	119.81			142.99	213.77

重心位置(つま先版先端下面より)

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{142.99}{119.81} = 1.194 \text{ m}$$

$$Y = \frac{M_y}{V} = \frac{213.77}{119.81} = 1.784 \text{ m}$$

3) つま先版上載土砂自重および重心位置

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量				鉛直力 V(kN)
1	0.500×	1.300×	1.000×	18.00	11.70
2	0.049×	1.300×	1.000×	18.00×0.5	0.57
	合計				12.27

区分	鉛直力 V(kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
1	11.70	0.250	—————	2.93	—————
2	0.57	0.516	—————	0.30	—————
計	12.27			3.22	—————

重心位置(つま先版先端下面より)

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{3.22}{12.27} = 0.262 \text{ m}$$

4) 裏込め土砂自重および重心位置

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量				鉛直力 V(kN)
1	0.200×	5.300×	1.000×	20.00×0.5	10.60
2	2.000×	5.300×	1.000×	20.00	212.00
3	0.900×	0.500×	1.000×	20.00×0.5	4.50
4	1.300×	0.500×	1.000×	20.00	13.00
	合計				240.10

区分	鉛直力 V(kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
1	10.60	1.133	4.233	12.01	44.87
2	212.00	2.200	3.350	466.40	710.20
3	4.50	1.600	6.167	7.20	27.75
4	13.00	2.550	6.250	33.15	81.25
計	240.10			518.76	864.07

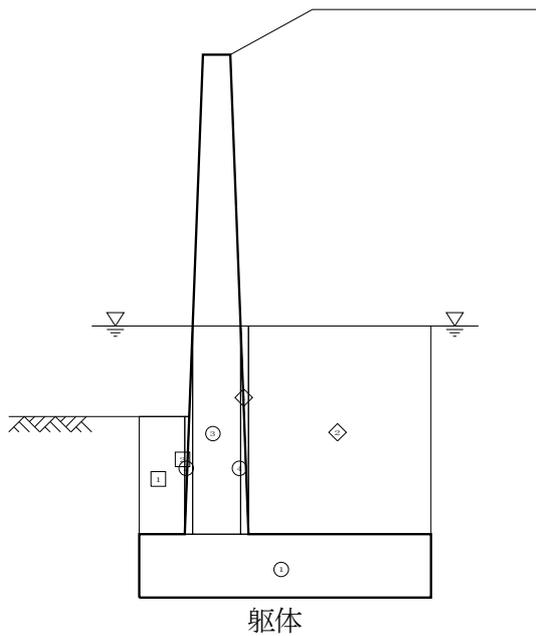
重心位置(つま先版先端下面より)

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{518.76}{240.10} = 2.161 \text{ m}$$

$$Y = \frac{M_y}{V} = \frac{864.07}{240.10} = 3.599 \text{ m}$$

(2) 浮力計算 (常時水位)

1) ブロック割



2) 躯体浮力および重心位置

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	鉛直力 V (kN)
1	3.200 × 0.700 × 1.000 × 10.00	22.40
2	0.087 × 2.300 × 1.000 × 10.00 × 0.5	1.00
3	0.526 × 2.300 × 1.000 × 10.00	12.11
4	0.087 × 2.300 × 1.000 × 10.00 × 0.5	1.00
	合計	36.50

区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
1	22.40	1.600	————	35.84	————
2	1.00	0.558	————	0.56	————
3	12.11	0.850	————	10.29	————
4	1.00	1.142	————	1.14	————
計	36.50			47.83	————

重心位置(つま先版先端下面より)

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{47.83}{36.50} = 1.310 \text{ m}$$

3) つま先版上載土砂浮力および重心位置

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	鉛直力 V (kN)
1	0.500× 1.300× 1.000× 9.00	5.85
2	0.049× 1.300× 1.000× 9.00×0.5	0.29
	合計	6.14

区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
1	5.85	0.250	—————	1.46	—————
2	0.29	0.516	—————	0.15	—————
計	6.14			1.61	—————

重心位置(つま先版先端下面より)

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{1.61}{6.14} = 0.262 \text{ m}$$

4) 裏込め土砂浮力および重心位置

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	鉛直力 V (kN)
1	0.087× 2.300× 1.000× 9.00×0.5	0.90
2	2.000× 2.300× 1.000× 9.00	41.40
	合計	42.30

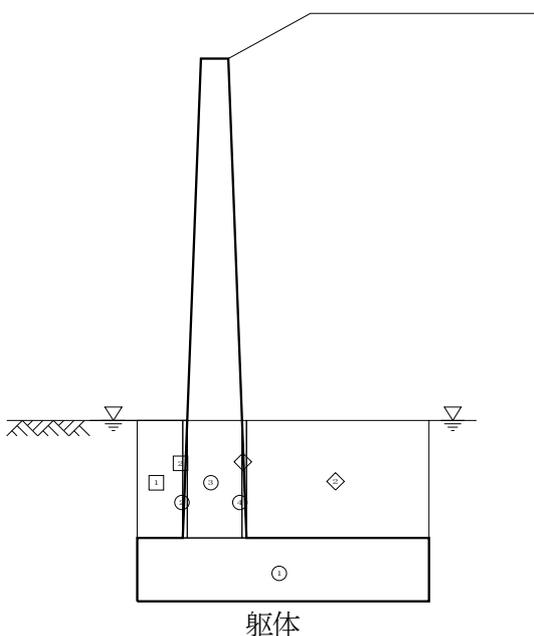
区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
1	0.90	1.171	—————	1.05	—————
2	41.40	2.200	—————	91.08	—————
計	42.30			92.13	—————

重心位置(つま先版先端下面より)

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{92.13}{42.30} = 2.178 \text{ m}$$

(3) 浮力計算 (地震時水位)

1) ブロック割



2) 躯体浮力および重心位置

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量				鉛直力 V(kN)
1	3.200×	0.700×	1.000×	10.00	22.40
2	0.049×	1.300×	1.000×	10.00×0.5	0.32
3	0.602×	1.300×	1.000×	10.00	7.82
4	0.049×	1.300×	1.000×	10.00×0.5	0.32
	合計				30.86

区分	鉛直力 V(kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
1	22.40	1.600	—————	35.84	—————
2	0.32	0.533	—————	0.17	—————
3	7.82	0.850	—————	6.65	—————
4	0.32	1.167	—————	0.37	—————
計	30.86			43.03	—————

重心位置(つま先版先端下面より)

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{43.03}{30.86} = 1.394 \text{ m}$$

3) つま先版上載土砂浮力および重心位置

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量				鉛直力 V(kN)
1	0.500×	1.300×	1.000×	9.00	5.85
2	0.049×	1.300×	1.000×	9.00×0.5	0.29
	合計				6.14

区分	鉛直力 V(kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
1	5.85	0.250	—————	1.46	—————
2	0.29	0.516	—————	0.15	—————
計	6.14			1.61	—————

重心位置(つま先版先端下面より)

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{1.61}{6.14} = 0.262 \text{ m}$$

4) 裏込め土砂浮力および重心位置

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量				鉛直力 V(kN)
1	0.049×	1.300×	1.000×	9.00×0.5	0.29
2	2.000×	1.300×	1.000×	9.00	23.40
	合計				23.69

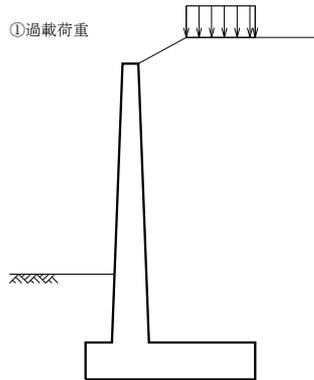
区分	鉛直力 V(kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
1	0.29	1.184	—————	0.34	—————
2	23.40	2.200	—————	51.48	—————
計	23.69			51.82	—————

重心位置(つま先版先端下面より)

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{51.82}{23.69} = 2.188 \text{ m}$$

(4) 地表面載荷荷重

1) 荷重ケース名：「常時」

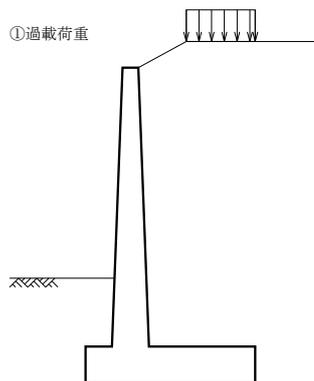


$$Q = q \cdot W \cdot L$$

荷重 番号	荷重強度 q (kN/m ²)	分布長さ W (m)	奥行き L (m)	載荷重 Q (kN)	アーム長 X (m)	モーメント Mx (kN・m)
1	10.00	1.300	1.000	13.00	2.550	33.15
合計				13.00	—————	33.15

$$\text{地表面載荷荷重の作用位置 } X = \frac{\sum M_x}{\sum Q} = 2.550 \text{ m}$$

2) 荷重ケース名：「常時+浮力」



$$Q = q \cdot W \cdot L$$

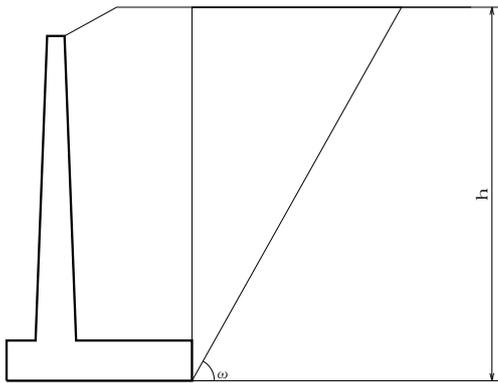
荷重 番号	荷重強度 q (kN/m ²)	分布長さ W (m)	奥行き L (m)	載荷重 Q (kN)	アーム長 X (m)	モーメント Mx (kN・m)
1	10.00	1.300	1.000	13.00	2.550	33.15
合計				13.00	—————	33.15

$$\text{地表面載荷荷重の作用位置 } X = \frac{\sum M_x}{\sum Q} = 2.550 \text{ m}$$

(5) 土圧

1) 荷重ケース名 : 「常時」

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅

$$B = 1.000 \text{ m}$$

土圧作用高さ

$$h = 6.500 \text{ m}$$

裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)

$$\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$$

(水中)

$$\gamma_{sw} = 11.00 \text{ kN/m}^3$$

裏込め土砂の内部摩擦角

$$\phi = 35.000 \text{ 度}$$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$$\alpha_1 = 0.000 \text{ 度}$$

壁面摩擦角

$$\delta = 7.112 \text{ 度}$$

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (度)	重量			土圧力 P_1 (kN)
	土砂 W_s (kN)	載荷重 W_q (kN)	合計 W (kN)	
60.000	243.93	37.53	281.46	125.08
60.920	234.97	36.15	271.12	125.19
61.000	234.20	36.03	270.23	125.19

$$\text{土圧水平力} \quad P_H = P_1 \cdot \cos(\alpha_1 + \delta) = 125.19 \times \cos(7.112^\circ) = 124.23 \text{ kN}$$

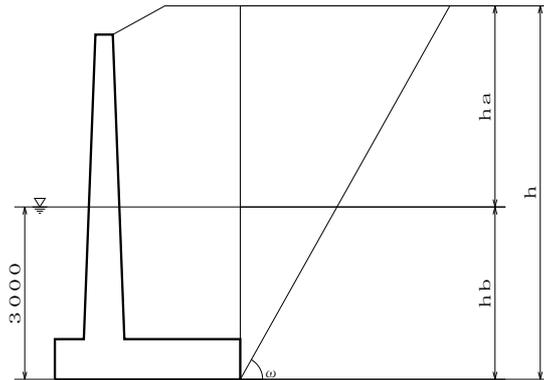
$$\text{作用位置} \quad Y_P = 2.167 \text{ m}$$

$$\text{土圧鉛直力} \quad P_V = P_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \delta) = 125.19 \times \sin(7.112^\circ) = 15.50 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad X_P = 3.200 \text{ m}$$

2) 荷重ケース名 : 「常時+浮力」

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅

$$B = 1.000 \text{ m}$$

土圧作用高さ

$$h = 6.500 \text{ m}$$

水位より上の土圧作用高さ

$$h_a = 3.500 \text{ m}$$

水位より下の土圧作用高さ

$$h_b = 3.000 \text{ m}$$

裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)

$$\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$$

(水中)

$$\gamma_{sw} = 11.00 \text{ kN/m}^3$$

裏込め土砂の内部摩擦角

$$\phi = 35.000 \text{ 度}$$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$$\alpha_1 = 0.000 \text{ 度}$$

壁面摩擦角

$$\delta = 7.112 \text{ 度}$$

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (度)	重量			土圧力 P_1 (kN)
	土砂 W_s (kN)	載荷重 W_q (kN)	合計 W (kN)	
60.000	220.55	37.53	258.08	114.68
60.920	212.44	36.15	248.59	114.79
61.000	211.75	36.03	247.78	114.79

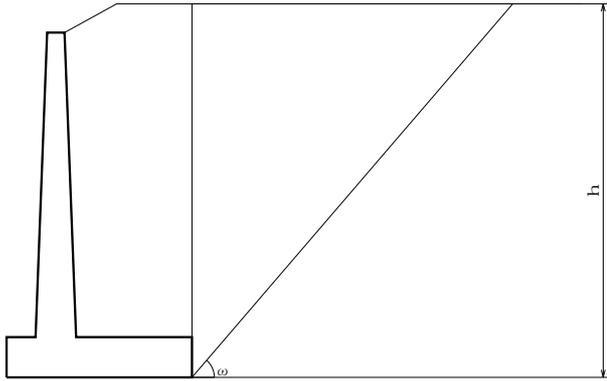
$$\text{土圧水平力} \quad P_H = P_1 \cdot \cos(\alpha_1 + \delta) = 114.79 \times \cos(7.112^\circ) = 113.91 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad Y_P = 2.167 \text{ m}$$

$$\text{土圧鉛直力} \quad P_V = P_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \delta) = 114.79 \times \sin(7.112^\circ) = 14.21 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad X_P = 3.200 \text{ m}$$

3) 荷重ケース名：「地震時」
・土圧力



奥行き方向土圧作用幅	B = 1.000 m
土圧作用高さ	h = 6.500 m
裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)	$\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$
(水中)	$\gamma_{sw} = 11.00 \text{ kN/m}^3$
裏込め土砂の内部摩擦角	$\phi = 35.000 \text{ 度}$
土圧作用面と鉛直面のなす角度	$\alpha_1 = 0.000 \text{ 度}$
壁面摩擦角	$\delta = 29.606 \text{ 度}$
設計水平震度	$K_h = 0.160$

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) + K_h \cdot W \cdot \cos(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (度)	重量			土圧力 P_1 (kN)
	土砂 W_s (kN)	載荷重 W_q (kN)	合計 W (kN)	
49.000	367.27	0.00	367.27	151.43
49.580	359.83	0.00	359.83	151.48
50.000	354.52	0.00	354.52	151.46

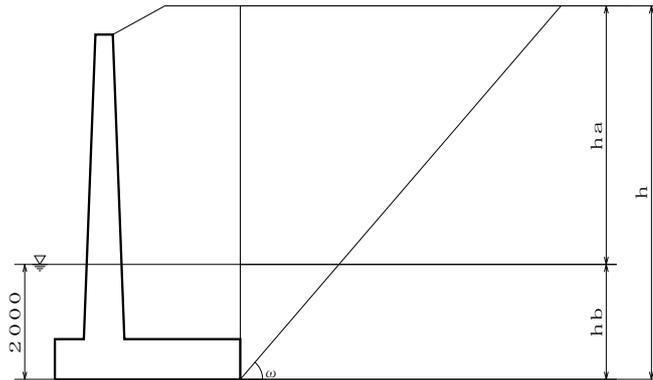
土圧水平力 $P_H = P_1 \cdot \cos(\alpha_1 + \delta) = 151.48 \times \cos(29.606^\circ) = 131.70 \text{ kN}$

作用位置 $Y_P = 2.167 \text{ m}$

土圧鉛直力 $P_V = P_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \delta) = 151.48 \times \sin(29.606^\circ) = 74.84 \text{ kN}$

作用位置 $X_P = 3.200 \text{ m}$

4) 荷重ケース名：「地震時+浮力」
・土圧力



奥行き方向土圧作用幅	B = 1.000 m
土圧作用高さ	h = 6.500 m
水位より上の土圧作用高さ	h _a = 4.500 m
水位より下の土圧作用高さ	h _b = 2.000 m
裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)	γ _s = 20.00 kN/m ³
(水中)	γ _{sw} = 11.00 kN/m ³
裏込め土砂の内部摩擦角	φ = 35.000 度
土圧作用面と鉛直面のなす角度	α ₁ = 0.000 度
壁面摩擦角	δ = 29.606 度
設計水平震度	K _h = 0.160

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) + K_h \cdot W \cdot \cos(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (度)	重量			土圧力 P ₁ (kN)
	土砂 W _s (kN)	載荷重 W _q (kN)	合計 W (kN)	
49.000	351.63	0.00	351.63	144.98
49.580	344.50	0.00	344.50	145.03
50.000	339.42	0.00	339.42	145.00

土圧水平力 $P_H = P_1 \cdot \cos(\alpha_1 + \delta) = 145.03 \times \cos(29.606^\circ) = 126.09 \text{ kN}$

作用位置 $Y_P = 2.167 \text{ m}$

土圧鉛直力 $P_V = P_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \delta) = 145.03 \times \sin(29.606^\circ) = 71.65 \text{ kN}$

作用位置 $X_P = 3.200 \text{ m}$

4-2 荷重集計

1) 荷重ケース名：「常時」

a) 滑動・転倒に対して擁壁に不利となるように、かかと版上の載荷重を無視した荷重集計

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	アーム長		モーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	119.81	—	1.194	—	142.99	—
つま先版上載土砂重量	12.27	—	0.262	—	3.22	—
裏込め土砂重量	240.10	—	2.161	—	518.76	—
裏込土砂土圧	15.50	124.23	3.200	2.167	49.60	269.17
合計	387.68	124.23			714.58	269.17
					Mx-My =	445.41

b) 支持に対して擁壁に不利となるように、かかと版上の載荷重を考慮した荷重集計

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	アーム長		モーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	119.81	—	1.194	—	142.99	—
つま先版上載土砂重量	12.27	—	0.262	—	3.22	—
裏込め土砂重量	240.10	—	2.161	—	518.76	—
地表面載荷荷重	13.00	—	2.550	—	33.15	—
裏込土砂土圧	15.50	124.23	3.200	2.167	49.60	269.17
合計	400.68	124.23			747.73	269.17
					Mx-My =	478.56

2) 荷重ケース名：「常時+浮力」

a) 滑動・転倒に対して擁壁に不利となるように、かかと版上の載荷重を無視した荷重集計

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	アーム長		モーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	119.81	—	1.194	—	142.99	—
躯体重量浮力	-36.50	—	1.310	—	-47.83	—
つま先版上載土砂重量	12.27	—	0.262	—	3.22	—
つま先版上載土砂浮力	-6.14	—	0.262	—	-1.61	—
裏込め土砂重量	240.10	—	2.161	—	518.76	—
裏込め土砂浮力	-42.30	—	2.178	—	-92.13	—
裏込土砂土圧	14.21	113.91	3.200	2.167	45.48	246.81
合計	301.45	113.91			568.89	246.81
					Mx-My =	322.08

b) 支持に対して擁壁に不利となるように、かかと版上の載荷重を考慮した荷重集計

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	アーム長		モーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	119.81	—	1.194	—	142.99	—
躯体重量浮力	-36.50	—	1.310	—	-47.83	—
つま先版上載土砂重量	12.27	—	0.262	—	3.22	—
つま先版上載土砂浮力	-6.14	—	0.262	—	-1.61	—
裏込め土砂重量	240.10	—	2.161	—	518.76	—
裏込め土砂浮力	-42.30	—	2.178	—	-92.13	—
地表面載荷荷重	13.00	—	2.550	—	33.15	—
裏込土砂土圧	14.21	113.91	3.200	2.167	45.48	246.81
合計	314.45	113.91			602.04	246.81
					Mx-My =	355.23

3) 荷重ケース名：「地震時」

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	アーム長		モーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	119.81	19.17	1.194	1.784	142.99	34.20
つま先版上載土砂重量	12.27	—	0.262	—	3.22	—
裏込め土砂重量	240.10	38.42	2.161	3.599	518.76	138.25
裏込土砂土圧	74.84	131.70	3.200	2.167	239.48	285.35
合計	447.02	189.29			904.46	457.81
					Mx-My =	446.65

4) 荷重ケース名：「地震時+浮力」

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	アーム長		モーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	119.81	19.17	1.194	1.784	142.99	34.20
躯体重量浮力	-30.86	—	1.394	—	-43.03	—
つま先版上載土砂重量	12.27	—	0.262	—	3.22	—
つま先版上載土砂浮力	-6.14	—	0.262	—	-1.61	—
裏込め土砂重量	240.10	38.42	2.161	3.599	518.76	138.25
裏込め土砂浮力	-23.69	—	2.188	—	-51.82	—
裏込土砂土圧	71.65	126.09	3.200	2.167	229.27	273.20
合計	383.14	183.68			797.79	445.65
					Mx-My =	352.14

4-3 擁壁前面の土による受働土圧

直接基礎の滑動に対する安定の照査では、擁壁前面の土による滑動抵抗力を考慮する。

土圧係数

$$\text{(常時)} \quad K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$\text{(地震時)} \quad K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha - \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha - \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

せん断抵抗角

$$\phi = 27.000 \text{ 度}$$

壁面摩擦角 δ (常時)

$$= 0.000 \text{ 度}$$

δ (地震時)

$$= 0.000 \text{ 度}$$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$$\alpha = 0.000 \text{ 度}$$

擁壁前面の地表面が水平面となす角度

$$\beta = 0.000 \text{ 度}$$

地震合成角

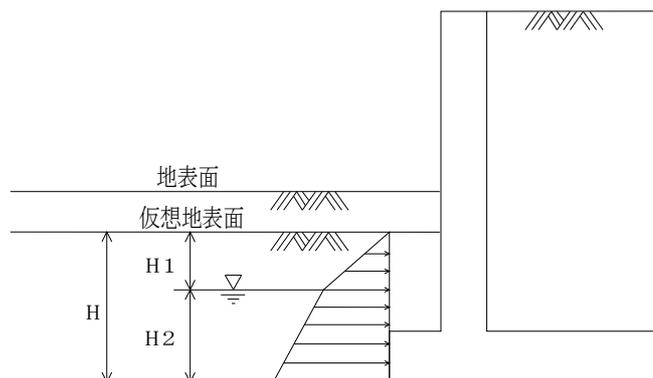
$$\theta = \tan^{-1}(K_h) = \tan^{-1}(0.160) = 9.090 \text{ 度}$$

土圧の分布高さ

$$H = 1.000 \text{ m (擁壁下面から仮想地表面までの高さ)}$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 1.000 \text{ m}$$



《常時》

受働土圧強度

$$P_1 = 0.0 \quad (\text{地下水位面以浅})$$

$$\begin{aligned} P_2 &= P_1 + K_p \cdot \gamma' \cdot H_2 \quad (\text{地下水位面以深}) \\ &= 0.00 + 2.66294 \times 9.00 \times 1.000 \\ &= 23.97 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

受働土圧合力の水平成分

$$\begin{aligned} P_p &= \frac{1}{2} P_2 \cdot H_2 \cdot \cos \delta \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 23.97 \times 1.000 \times \cos(0.000) \times 1.000 \\ &= 11.98 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

《地震時》

受働土圧強度

$$P_1 = 0.0 \quad (\text{地下水位面以浅})$$

$$\begin{aligned} P_2 &= P_1 + K_p \cdot \gamma' \cdot H_2 \quad (\text{地下水位面以深}) \\ &= 0.00 + 2.38497 \times 9.00 \times 1.000 \\ &= 21.46 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

受働土圧合力の水平成分

$$\begin{aligned} P_p &= \frac{1}{2} P_2 \cdot H_2 \cdot \cos \delta \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 21.46 \times 1.000 \times \cos(0.000) \times 1.000 \\ &= 10.73 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

5 安定計算 (直接基礎)

5-1 照査項目

《 転倒に対する安定の照査 》

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} \leq \frac{B}{n}$$

ここに、

- e : 荷重の偏心距離 (m)
 B : 基礎幅 (m)
 M : 基礎前面を中心とするモーメント (kN・m)
 V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
 n : 安全率

《 滑動に対する安定の照査 》

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B + 0.50 \cdot P_P$$

$$F_s = \frac{H_u}{H} \geq F_a$$

ここに、

- H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)
 c_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)
 A_e : 有効載荷面積(m²)
 V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
 tan φ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦係数
 P_P : 擁壁前面の土による受働土圧合力の水平成分 (kN)
 H : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)
 F_s : 滑動安全率
 F_a : 滑動安全率の許容値

《 地盤反力度の計算 》

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V}$$

$$X = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

1) 台形分布の場合 $(e < \frac{B}{6})$

$$q_{\max}, q_{\min} = \frac{V}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

2) 三角形分布の場合 $(e \geq \frac{B}{6})$

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot V}{D \cdot X}$$

ここに、

q_{\max} : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

q_{\min} : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

e : 荷重の偏心距離 (m)

B : 基礎幅 (m)

M : 基礎前面を中心とするモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

X : 底面反力の作用幅 (m)

D : 基礎の奥行き (m)

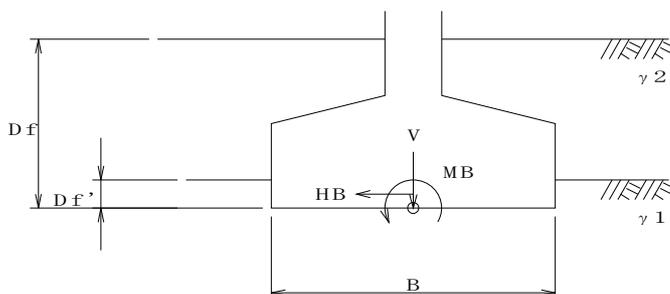
《 極限支持力度の計算 》

$$q_a = \frac{q_u}{n}$$

$$q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

ここに、

- q_a : 許容鉛直支持力度 (kN/m²)
 q_u : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度 (kN/m²)
 n : 安全率
 c : 地盤の粘着力 (kN/m²)
 q : 上載荷重 (kN/m²) $q = \gamma_2 \cdot D_f$
 γ_1, γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)
 ただし、地下水位以下は水中単位体積重量を用いる。
 B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)
 $B_e = B - 2 \cdot e_B$
 B : 基礎幅 (m)
 e_B : 荷重の偏心量 (m)
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)
 α, β : 基礎の形状係数
 (基礎底面の形状が帯状の場合) $\alpha = \beta = 1.000$
 (基礎底面の形状が長方形の場合) $\alpha = 1 + 0.3 \cdot B_e/D_e$
 $\beta = 1 - 0.4 \cdot B_e/D_e$
 ただし、 $B_e/D_e > 1$ の場合は、 $B_e/D_e = 1$ とする。
 D_e : 基礎の有効載荷幅 (m)
 κ : 根入れ効果に対する割増係数 $\kappa = 1 + 0.3(D_f'/B_e)$
 D_f' : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)
 N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数
 $\tan \theta$: 荷重の傾斜 $\tan \theta = H_B / V$
 H_B : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)
 V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
 S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数
 $S_c = (c^*)^\lambda, S_q = (q^*)^\nu, S_\gamma = (B^*)^\mu$
 λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数で、 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ としてよい
 c^* : $c^* = c / c_0$ ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$
 c_0 : 10.0 (kN/m²)
 q^* : $q^* = q / q_0$ ただし、 $1 \leq q^* \leq 10$
 q_0 : 10.0 (kN/m²)
 B^* : $B^* = B_e / B_0$ ただし、 $1 \leq B^*$
 B_0 : 1.0 (m)



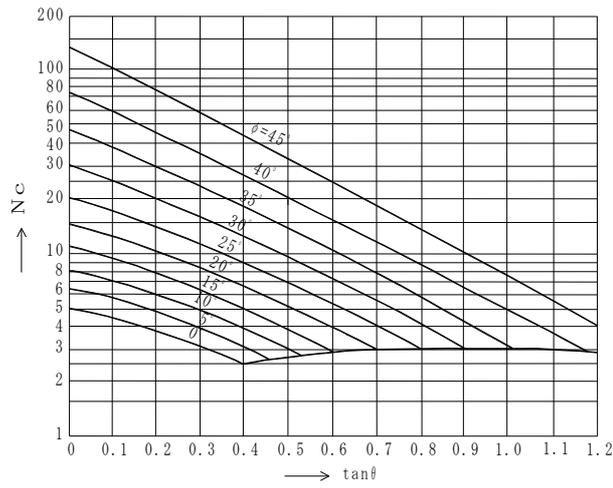


図-解 10.3.1 支持力係数 N_c を求めるグラフ

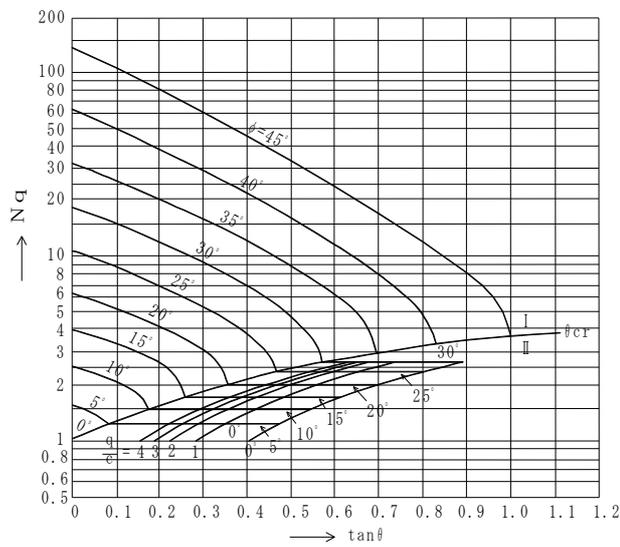


図-解 10.3.2 支持力係数 N_q を求めるグラフ

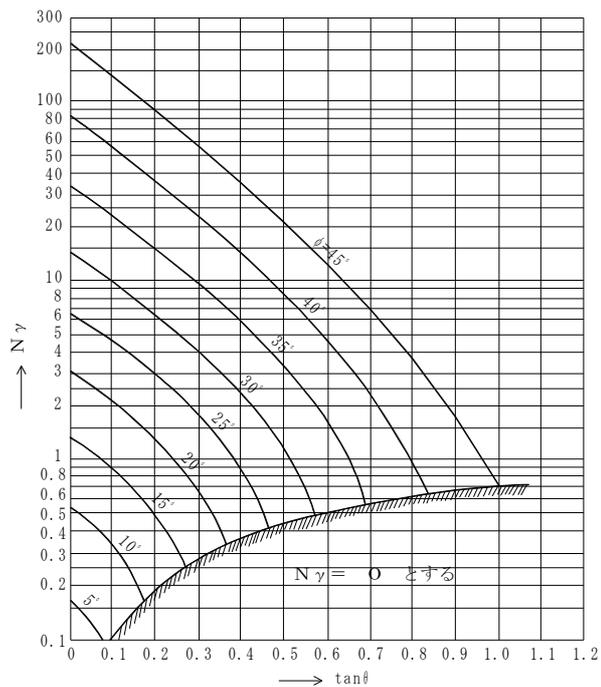
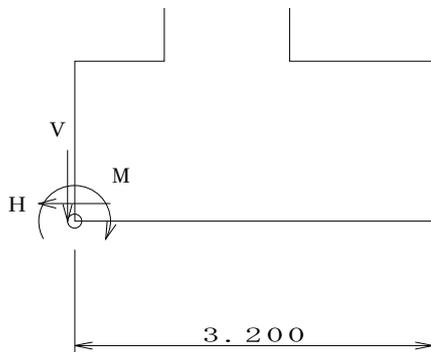


図-解 10.3.3 支持力係数 N_γ を求めるグラフ

5-2 安定計算

1) 常時

《 転倒および滑動に対する照査 》



$$\begin{aligned} V &= 387.68 \text{ kN} \\ H &= 124.23 \text{ kN} \\ M &= 445.41 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

< 転倒 >

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.200}{2} - \frac{445.41}{387.68} = 0.451 \text{ m} \\ &\leq \pm \frac{B}{6.00} = \pm \frac{3.200}{6.00} = \pm 0.533 \text{ m} \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

< 滑動 >

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B + 0.50 \cdot P_P}{H} \\ &= \frac{0.000 \times 2.298 + 387.68 \times 0.600 + 0.50 \times 11.98}{124.23} \\ &= 1.921 \geq F_a = 1.50 \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot L = (3.200 - 2 \times 0.451) \times 1.000 = 2.298 \text{ m}^2$$

《 支持に対する照査 》

〈 極限支持力度 〉

$$\begin{aligned}
 q_u &= \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \\
 &= 1.000 \times 1.075 \times 20.00 \times 22.659 \times 0.79370 \\
 &\quad + 1.075 \times 22.80 \times 16.286 \times 0.75978 \\
 &\quad + \frac{1}{2} \times 20.000 \times 1.000 \times 2.389 \times 10.246 \times 0.74807 \\
 &= 873.27 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 3.200 - 2 \times 0.406 = 2.389 \text{ m}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B_e} = 1 + 0.3 \times \frac{0.600}{2.389} = 1.075$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 19.00 \times 1.200 = 22.80 \text{ kN/m}^2$$

$$\tan \theta = \frac{H_B}{V} = \frac{124.23}{400.68} = 0.310$$

$$\alpha = \beta = 1.000 \quad (\text{基礎底面の形状が帯状の場合})$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (2.000)^{-1/3} = 0.79370$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (2.280)^{-1/3} = 0.75978$$

$$S_\gamma = (B^*)^\mu = (2.389)^{-1/3} = 0.74807$$

※寸法効果の程度を表す係数 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{20.00}{10.0} = 2.000 \quad (\text{ただし、} 1 \leq c^* \leq 10)$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{22.80}{10.0} = 2.280 \quad (\text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10)$$

$$B^* = \frac{B_e}{B_0} = \frac{2.389}{1.0} = 2.389 \quad (\text{ただし、} 1 \leq B^*)$$

〈 鉛直地盤反力度 〉

$$\frac{V_0}{A_e} = \frac{400.68}{2.389} = 167.74 \text{ kN/m}^2 \leq q_a = \frac{q_u}{n} = \frac{873.27}{3.00} = 291.09 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--- OK}$$

ここに、

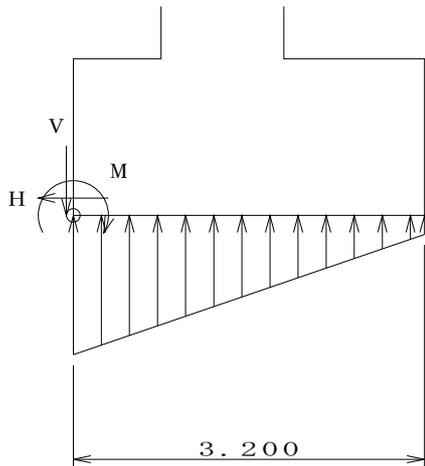
V_0 : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

$$A_e = B_e \cdot L = 2.389 \times 1.000 = 2.389 \text{ m}^2$$

L : 擁壁奥行き幅 (m)

〈 地盤反力度 〉



$$\begin{aligned} V &= 400.68 \text{ kN} \\ H &= 124.23 \text{ kN} \\ M &= 478.56 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

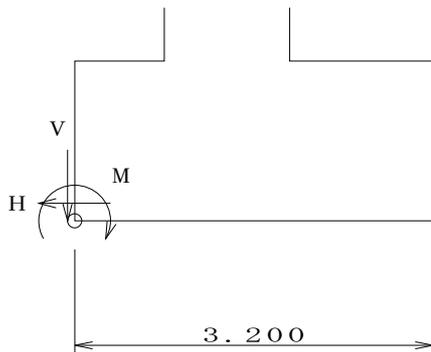
$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.200}{2} - \frac{478.56}{400.68} = 0.406 \text{ m}$$

$e < \frac{B}{6}$ なので、台形分布となる。

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ &= \frac{400.68}{1.000 \times 3.200} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.406}{3.200} \right) \\ &= \begin{array}{l} 220.44 \text{ kN/m}^2 \\ 29.98 \text{ kN/m}^2 \end{array} \leq q_a = 600.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

2) 常時+浮力

《 転倒および滑動に対する照査 》



$$\begin{aligned} V &= 301.45 \text{ kN} \\ H &= 113.91 \text{ kN} \\ M &= 322.08 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

< 転倒 >

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.200}{2} - \frac{322.08}{301.45} = 0.532 \text{ m} \\ &\leq \pm \frac{B}{6.00} = \pm \frac{3.200}{6.00} = \pm 0.533 \text{ m} \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

< 滑動 >

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B + 0.50 \cdot P_p}{H} \\ &= \frac{0.000 \times 2.137 + 301.45 \times 0.600 + 0.50 \times 11.98}{113.91} \\ &= 1.640 \geq F_a = 1.50 \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot L = (3.200 - 2 \times 0.532) \times 1.000 = 2.137 \text{ m}^2$$

《 支持に対する照査 》

〈 極限支持力度 〉

$$\begin{aligned}
 q_u &= \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \\
 &= 1.000 \times 1.080 \times 20.00 \times 19.842 \times 0.79370 \\
 &\quad + 1.080 \times 12.00 \times 14.096 \times 0.94104 \\
 &\quad + \frac{1}{2} \times 11.000 \times 1.000 \times 2.259 \times 7.641 \times 0.76209 \\
 &= 584.29 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 3.200 - 2 \times 0.470 = 2.259 \text{ m}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B_e} = 1 + 0.3 \times \frac{0.600}{2.259} = 1.080$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 10.00 \times 1.200 = 12.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\tan \theta = \frac{H_B}{V} = \frac{113.91}{314.45} = 0.362$$

$$\alpha = \beta = 1.000 \quad (\text{基礎底面の形状が帯状の場合})$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (2.000)^{-1/3} = 0.79370$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (1.200)^{-1/3} = 0.94104$$

$$S_\gamma = (B^*)^\mu = (2.259)^{-1/3} = 0.76209$$

※寸法効果の程度を表す係数 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{20.00}{10.0} = 2.000 \quad (\text{ただし、} 1 \leq c^* \leq 10)$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{12.00}{10.0} = 1.200 \quad (\text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10)$$

$$B^* = \frac{B_e}{B_0} = \frac{2.259}{1.0} = 2.259 \quad (\text{ただし、} 1 \leq B^*)$$

〈 鉛直地盤反力度 〉

$$\frac{V_0}{A_e} = \frac{314.45}{2.259} = 139.18 \text{ kN/m}^2 \leq q_a = \frac{q_u}{n} = \frac{584.29}{3.00} = 194.76 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--- OK}$$

ここに、

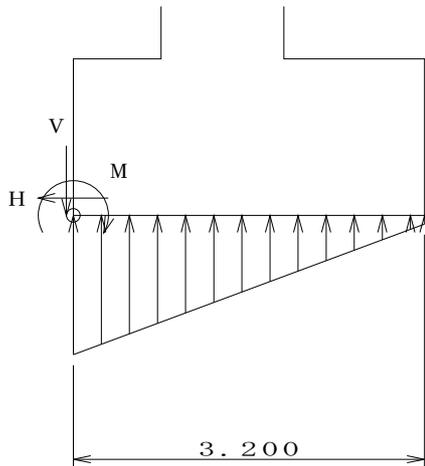
V_0 : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

$$A_e = B_e \cdot L = 2.259 \times 1.000 = 2.259 \text{ m}^2$$

L : 擁壁奥行き幅 (m)

〈 地盤反力度 〉



$$\begin{aligned} V &= 314.45 \text{ kN} \\ H &= 113.91 \text{ kN} \\ M &= 355.23 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

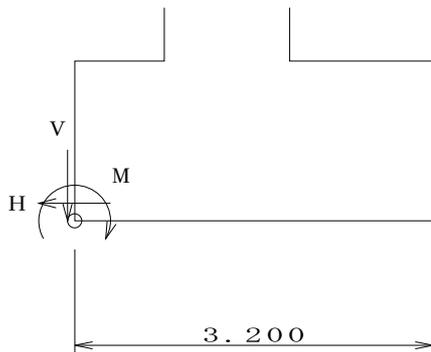
$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.200}{2} - \frac{355.23}{314.45} = 0.470 \text{ m}$$

$e < \frac{B}{6}$ なので、台形分布となる。

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ &= \frac{314.45}{1.000 \times 3.200} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.470}{3.200} \right) \\ &= \begin{array}{l} 184.92 \text{ kN/m}^2 \\ 11.61 \text{ kN/m}^2 \end{array} \leq q_a = 600.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

3) 地震時

《 転倒および滑動に対する照査 》



$$\begin{aligned} V &= 447.02 \text{ kN} \\ H &= 189.29 \text{ kN} \\ M &= 446.65 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

< 転倒 >

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.200}{2} - \frac{446.65}{447.02} = 0.601 \text{ m} \\ &\leq \pm \frac{B}{3.00} = \pm \frac{3.200}{3.00} = \pm 1.067 \text{ m} \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

< 滑動 >

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B + 0.50 \cdot P_p}{H} \\ &= \frac{0.000 \times 1.998 + 447.02 \times 0.600 + 0.50 \times 10.73}{189.29} \\ &= 1.445 \geq F_a = 1.20 \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot L = (3.200 - 2 \times 0.601) \times 1.000 = 1.998 \text{ m}^2$$

《 支持に対する照査 》

〈 極限支持力度 〉

$$\begin{aligned}
 q_u &= \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \\
 &= 1.000 \times 1.090 \times 20.00 \times 16.898 \times 0.79370 \\
 &\quad + 1.090 \times 22.80 \times 11.649 \times 0.75978 \\
 &\quad + \frac{1}{2} \times 20.000 \times 1.000 \times 1.998 \times 5.506 \times 0.79392 \\
 &= 599.74 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 3.200 - 2 \times 0.601 = 1.998 \text{ m}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B_e} = 1 + 0.3 \times \frac{0.600}{1.998} = 1.090$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 19.00 \times 1.200 = 22.80 \text{ kN/m}^2$$

$$\tan \theta = \frac{H_B}{V} = \frac{189.29}{447.02} = 0.423$$

$$\alpha = \beta = 1.000 \quad (\text{基礎底面の形状が帯状の場合})$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (2.000)^{-1/3} = 0.79370$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (2.280)^{-1/3} = 0.75978$$

$$S_\gamma = (B^*)^\mu = (1.998)^{-1/3} = 0.79392$$

※寸法効果の程度を表す係数 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{20.00}{10.0} = 2.000 \quad (\text{ただし、} 1 \leq c^* \leq 10)$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{22.80}{10.0} = 2.280 \quad (\text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10)$$

$$B^* = \frac{B_e}{B_0} = \frac{1.998}{1.0} = 1.998 \quad (\text{ただし、} 1 \leq B^*)$$

〈 鉛直地盤反力度 〉

$$\frac{V_0}{A_e} = \frac{447.02}{1.998} = 223.69 \text{ kN/m}^2 \leq q_a = \frac{q_u}{n} = \frac{599.74}{2.00} = 299.87 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--- OK}$$

ここに、

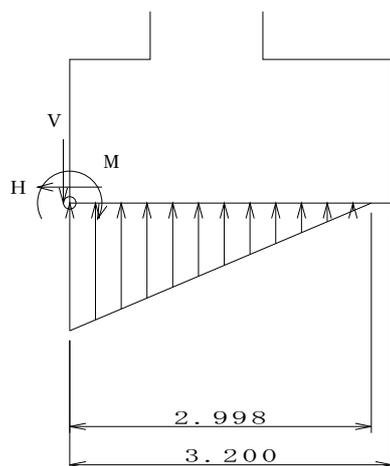
V_0 : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

$$A_e = B_e \cdot L = 1.998 \times 1.000 = 1.998 \text{ m}^2$$

L : 擁壁奥行き幅 (m)

＜ 地盤反力度 ＞



$$\begin{aligned} V &= 447.02 \text{ kN} \\ H &= 189.29 \text{ kN} \\ M &= 446.65 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.200}{2} - \frac{446.65}{447.02} = 0.601 \text{ m}$$

$$X = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{3.200}{2} - 0.601 \right) = 2.998 \text{ m}$$

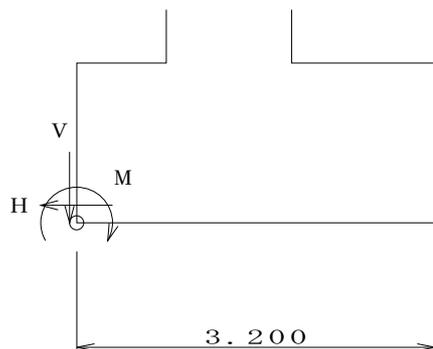
$e \geq \frac{B}{6}$ なので、三角形分布となる。

$$q = \frac{2 \cdot V}{D \cdot X} = \frac{2 \times 447.02}{1.000 \times 2.998}$$

$$= 298.26 \text{ kN/m}^2$$

4) 地震時+浮力

《 転倒および滑動に対する照査 》



$$\begin{aligned} V &= 383.14 \text{ kN} \\ H &= 183.68 \text{ kN} \\ M &= 352.14 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

< 転倒 >

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.200}{2} - \frac{352.14}{383.14} = 0.681 \text{ m} \\ &\leq \pm \frac{B}{3.00} = \pm \frac{3.200}{3.00} = \pm 1.067 \text{ m} \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

< 滑動 >

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B + 0.50 \cdot P_p}{H} \\ &= \frac{0.000 \times 1.838 + 383.14 \times 0.600 + 0.50 \times 10.73}{183.68} \\ &= 1.281 \geq F_a = 1.20 \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot L = (3.200 - 2 \times 0.681) \times 1.000 = 1.838 \text{ m}^2$$

《 支持に対する照査 》

〈 極限支持力度 〉

$$\begin{aligned}
 q_u &= \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \\
 &= 1.000 \times 1.098 \times 20.00 \times 14.564 \times 0.79370 \\
 &\quad + 1.098 \times 12.00 \times 9.718 \times 0.94104 \\
 &\quad + \frac{1}{2} \times 11.000 \times 1.000 \times 1.838 \times 4.041 \times 0.81634 \\
 &= 407.66 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 3.200 - 2 \times 0.681 = 1.838 \text{ m}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B_e} = 1 + 0.3 \times \frac{0.600}{1.838} = 1.098$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 10.00 \times 1.200 = 12.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\tan \theta = \frac{H_B}{V} = \frac{183.68}{383.14} = 0.479$$

$$\alpha = \beta = 1.000 \quad (\text{基礎底面の形状が帯状の場合})$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (2.000)^{-1/3} = 0.79370$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (1.200)^{-1/3} = 0.94104$$

$$S_\gamma = (B^*)^\mu = (1.838)^{-1/3} = 0.81634$$

※寸法効果の程度を表す係数 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{20.00}{10.0} = 2.000 \quad (\text{ただし、} 1 \leq c^* \leq 10)$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{12.00}{10.0} = 1.200 \quad (\text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10)$$

$$B^* = \frac{B_e}{B_0} = \frac{1.838}{1.0} = 1.838 \quad (\text{ただし、} 1 \leq B^*)$$

〈 鉛直地盤反力度 〉

$$\frac{V_0}{A_e} = \frac{383.14}{1.838} = 208.44 \text{ kN/m}^2 > q_a = \frac{q_u}{n} = \frac{407.66}{2.00} = 203.83 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--- OUT}$$

ここに、

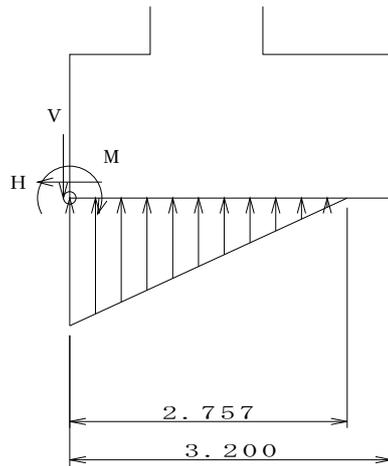
V_0 : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

$$A_e = B_e \cdot L = 1.838 \times 1.000 = 1.838 \text{ m}^2$$

L : 擁壁奥行き幅 (m)

< 地盤反力度 >



$$\begin{aligned} V &= 383.14 \text{ kN} \\ H &= 183.68 \text{ kN} \\ M &= 352.14 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.200}{2} - \frac{352.14}{383.14} = 0.681 \text{ m}$$

$$X = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{3.200}{2} - 0.681 \right) = 2.757 \text{ m}$$

$e \geq \frac{B}{6}$ なので、三角形分布となる。

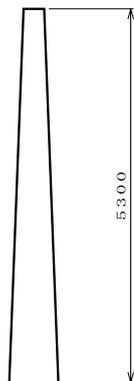
$$q = \frac{2 \cdot V}{D \cdot X} = \frac{2 \times 383.14}{1.000 \times 2.757}$$

$$= 277.92 \text{ kN/m}^2$$

6 たて壁の断面計算

6-1 設計条件

6-1-1 形状



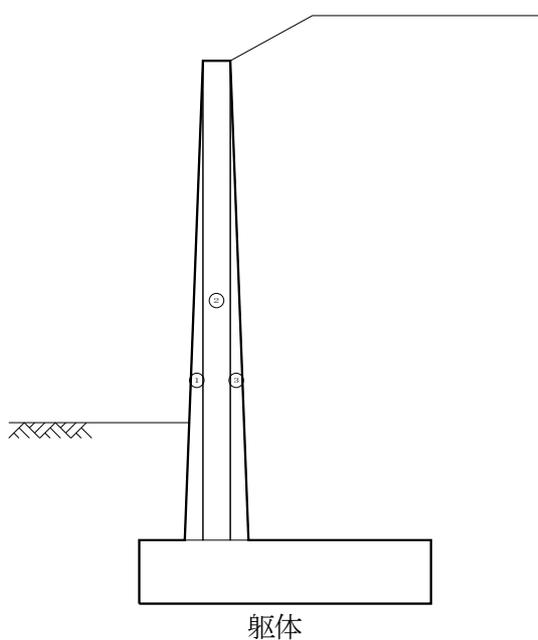
6-2 断面力一覧

荷重ケース名	曲げモーメント M(kN・m/m)	鉛直力 V(kN/m)	せん断力 S(kN/m)	せん断力 Sh(kN/m)
常時	154.48	—	87.44	68.94
常時+浮力	144.63	—	81.86	64.54
地震時	224.82	—	124.14	97.21
地震時+浮力	220.20	—	121.53	95.15

6-3 断面力算出

1) 重量計算

1-1) ブロック割



1-2) 躯体自重および重心位置(照査断面図心位置より)

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量				鉛直力 V(kN)
1	0.200×	5.300×	1.000×	24.50×0.5	12.98
2	0.300×	5.300×	1.000×	24.50	38.96
3	0.200×	5.300×	1.000×	24.50×0.5	12.98
	合計				64.93

区分	鉛直力 V(kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
1	12.98	0.217	1.767	2.81	22.94
2	38.96	0.000	2.650	0.00	103.23
3	12.98	-0.217	1.767	-2.81	22.94
計	64.93			0.00	149.11

重心位置

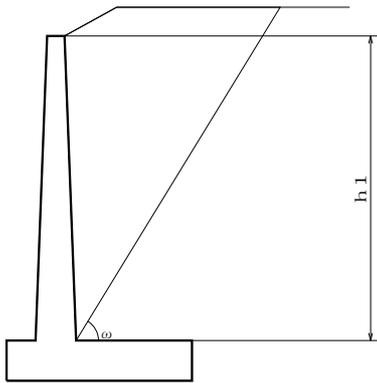
$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{0.00}{64.93} = 0.000 \text{ m}$$

$$Y = \frac{M_y}{V} = \frac{149.11}{64.93} = 2.297 \text{ m}$$

2) 土圧

2-1) 荷重ケース名 : 「常時」

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅

$$B = 1.000 \text{ m}$$

一段目の土圧作用高さ

$$h_1 = 5.300 \text{ m}$$

裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)

$$\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$$

(水中)

$$\gamma_{sw} = 11.00 \text{ kN/m}^3$$

裏込め土砂の内部摩擦角

$$\phi = 35.000 \text{ 度}$$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$$\alpha_1 = 2.161 \text{ 度}$$

壁面摩擦角

$$\delta = 23.333 \text{ 度}$$

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (度)	重量			土圧力 P_1 (kN)
	土砂 W_s (kN)	載荷重 W_q (kN)	合計 W (kN)	
58.000	218.31	29.24	247.55	96.82
58.730	212.39	28.22	240.62	96.88
59.000	210.23	27.85	238.08	96.87

$$\text{土圧水平力} \quad P_H = P_1 \cdot \cos(\alpha_1 + \delta) = 96.88 \times \cos(25.494^\circ) = 87.44 \text{ kN}$$

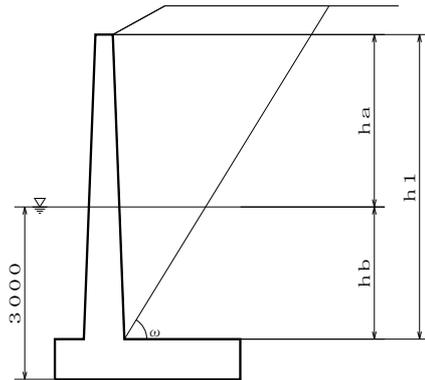
$$\text{作用位置} \quad Y_P = 1.767 \text{ m}$$

$$\text{土圧鉛直力} \quad P_V = P_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \delta) = 96.88 \times \sin(25.494^\circ) = 41.70 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad X_P = -0.283 \text{ m}$$

2-2) 荷重ケース名：「常時+浮力」

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅

$$B = 1.000 \text{ m}$$

一段目の土圧作用高さ

$$h_1 = 5.300 \text{ m}$$

水位がある土圧作用部分の水位以上の高さ

$$h_a = 3.000 \text{ m}$$

水位がある土圧作用部分の水位以下の高さ

$$h_b = 2.300 \text{ m}$$

裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)

$$\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$$

(水中)

$$\gamma_{sw} = 11.00 \text{ kN/m}^3$$

裏込め土砂の内部摩擦角

$$\phi = 35.000 \text{ 度}$$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$$\alpha_1 = 2.161 \text{ 度}$$

壁面摩擦角

$$\delta = 23.333 \text{ 度}$$

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (度)	重量			土圧力 P_1 (kN)
	土砂 W_s (kN)	載荷重 W_q (kN)	合計 W (kN)	
58.000	202.53	29.24	231.78	90.65
58.670	197.49	28.31	225.79	90.69
59.000	195.03	27.85	222.88	90.68

$$\text{土圧水平力} \quad P_H = P_1 \cdot \cos(\alpha_1 + \delta) = 90.69 \times \cos(25.494^\circ) = 81.86 \text{ kN}$$

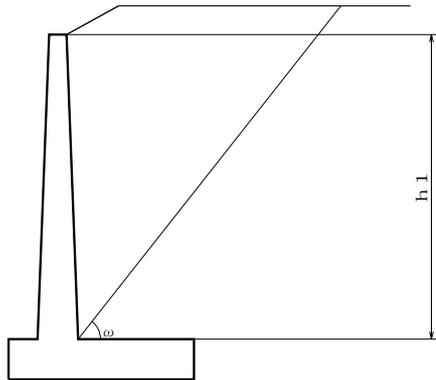
$$\text{作用位置} \quad Y_P = 1.767 \text{ m}$$

$$\text{土圧鉛直力} \quad P_V = P_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \delta) = 90.69 \times \sin(25.494^\circ) = 39.04 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad X_P = -0.283 \text{ m}$$

2-3) 荷重ケース名 : 「地震時」

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅

B = 1.000 m

一段目の土圧作用高さ

h₁ = 5.300 m

裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)
(水中)

$\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_{sw} = 11.00 \text{ kN/m}^3$

裏込め土砂の内部摩擦角

$\phi = 35.000 \text{ 度}$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$\alpha_1 = 2.161 \text{ 度}$

壁面摩擦角

$\delta = 17.500 \text{ 度}$

設計水平震度

$K_h = 0.160$

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) + K_h \cdot W \cdot \cos(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (度)	重量			土圧力 P_1 (kN)
	土砂 W_s (kN)	載荷重 W_q (kN)	合計 W (kN)	
51.000	280.51	0.00	280.51	120.71
51.960	271.30	0.00	271.30	120.79
52.000	270.92	0.00	270.92	120.79

土圧水平力 $P_H = P_1 \cdot \cos(\alpha_1 + \delta) = 120.79 \times \cos(19.661^\circ) = 113.75 \text{ kN}$

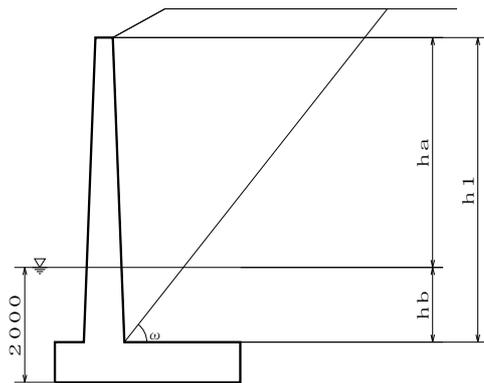
作用位置 $Y_P = 1.767 \text{ m}$

土圧鉛直力 $P_V = P_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \delta) = 120.79 \times \sin(19.661^\circ) = 40.64 \text{ kN}$

作用位置 $X_P = -0.283 \text{ m}$

2-4) 荷重ケース名：「地震時+浮力」

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅

$$B = 1.000 \text{ m}$$

一段目の土圧作用高さ

$$h_1 = 5.300 \text{ m}$$

水位がある土圧作用部分の水位以上の高さ

$$h_a = 4.000 \text{ m}$$

水位がある土圧作用部分の水位以下の高さ

$$h_b = 1.300 \text{ m}$$

裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)

$$\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$$

(水中)

$$\gamma_{sw} = 11.00 \text{ kN/m}^3$$

裏込め土砂の内部摩擦角

$$\phi = 35.000 \text{ 度}$$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$$\alpha_1 = 2.161 \text{ 度}$$

壁面摩擦角

$$\delta = 17.500 \text{ 度}$$

設計水平震度

$$K_h = 0.160$$

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) + K_h \cdot W \cdot \cos(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (度)	重量			土圧力 P_1 (kN)
	土砂 W_s (kN)	載荷重 W_q (kN)	合計 W (kN)	
51.000	274.07	0.00	274.07	117.94
51.950	265.16	0.00	265.16	118.02
52.000	264.70	0.00	264.70	118.02

$$\text{土圧水平力} \quad P_H = P_1 \cdot \cos(\alpha_1 + \delta) = 118.02 \times \cos(19.661^\circ) = 111.14 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad Y_P = 1.767 \text{ m}$$

$$\text{土圧鉛直力} \quad P_V = P_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \delta) = 118.02 \times \sin(19.661^\circ) = 39.71 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad X_P = -0.283 \text{ m}$$

3) 荷重の集計

3-1) 常時

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
裏込土砂土圧	—	87.44	—	1.767	—	154.48
合計	0.00	87.44			0.00	154.48

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x \\ = 154.48 + 0.00 = 154.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

単位幅あたりの水平力

$$H = 87.44 / 1.000 = 87.44 \text{ kN/m}$$

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 154.48 / 1.000 = 154.48 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

3-2) 常時+浮力

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
裏込土砂土圧	—	81.86	—	1.767	—	144.63
合計	0.00	81.86			0.00	144.63

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x \\ = 144.63 + 0.00 = 144.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

単位幅あたりの水平力

$$H = 81.86 / 1.000 = 81.86 \text{ kN/m}$$

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 144.63 / 1.000 = 144.63 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

3-3) 地震時

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体自重	—	10.39	—	2.297	—	23.86
裏込土砂土圧	—	113.75	—	1.767	—	200.96
合計	0.00	124.14			0.00	224.82

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x \\ = 224.82 + 0.00 = 224.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

単位幅あたりの水平力

$$H = 124.14 / 1.000 = 124.14 \text{ kN/m}$$

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 224.82 / 1.000 = 224.82 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

3-4) 地震時+浮力

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
躯体自重	————	10.39	————	2.297	————	23.86
裏込土砂土圧	————	111.14	————	1.767	————	196.34
合計	0.00	121.53			0.00	220.20

曲げモーメントの合計

$$M = My + Mx$$

$$= 220.20 + 0.00 = 220.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

単位幅あたりの水平力

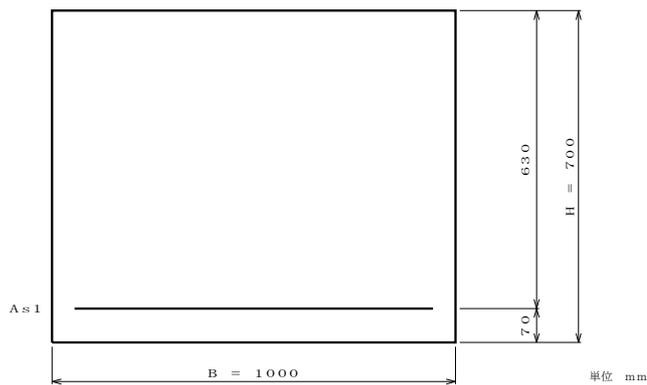
$$H = 121.53 / 1.000 = 121.53 \text{ kN/m}$$

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 220.20 / 1.000 = 220.20 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

6-4 応力度計算

1) 配筋



	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm ² /m)
背面	1	70	D19ctc250 (4.000本)	1146.0

2) 曲げ応力度の計算

荷重ケース名	M (kN・m/m)	N (kN/m)	σ_c (σ_{ca}) (N/mm ²)	σ_s (σ_{sa}) (N/mm ²)
常時	154.48	—————	4.02 (7.00)	229.90 (180.00)
常時+浮力	144.63	—————	3.77 (7.00)	215.23 (160.00)
地震時	224.82	—————	5.85 (10.50)	334.58 (270.00)
地震時+浮力	220.20	—————	5.73 (10.50)	327.71 (270.00)

3) 最小鉄筋量の計算

・背面配筋に対して

・ $1.7M_d \leq M_c$ の判別: 「常時」にて照査

$$1.7M_d = 1.7 \times 154.4832 \times 10^6$$

$$= 262.6214 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_c = Z_c \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_c} \right)$$

$$= 8.1667 \times 10^7 \times \left(1.7507 + \frac{0.0}{700000} \right)$$

$$= 142.9724 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

ここに、

M_c : ひび割れ曲げモーメント (N・mm/m)

Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³)

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$$

$$= 0.23 \times 21.00^{2/3}$$

$$= 1.7507 \text{ N/mm}^2$$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

N_d : 軸方向力 (N/m)

A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²)

1. $1.7M_d > M_c$ となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。

・ $M_u = M_c$ となる鉄筋量の計算

$$M_c = 142.9724 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_u = C \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

M_u	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
σ_{sy}	: 引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm ²)
E_s	: 鉄筋のヤング係数	(N/mm ²)
ε_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_s	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm ²)
A_s'	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm ²)
C	: コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
σ_{ck}	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm ²)
T_s	: 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
b	: 部材幅	(=1000 mm)
h	: 部材高さ	(=700 mm)
d_1	: 圧縮鉄筋のかぶり	(=0 mm)
d_0	: 引張鉄筋のかぶり	(=70 mm)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_c = M_u$ および、 $N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

$$x = 16.05 \text{ mm}$$

$$A_x = 777.2 \text{ mm}^2$$

$$A_x' = 0.0 \text{ mm}^2$$

・ 軸方向力に対して計算上必要なコンクリート断面積の0.8%以上となる鉄筋量の計算
軸方向力 = 0.0 (N) のため、 $A_s = 0.0$ (mm²) とする。

・ なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

4) 最大鉄筋量の計算

ぜい性的な破壊を避けるため終局モーメントが降伏モーメントより大きくなるよう配筋する。

$$x_y = 118.06 \text{ (mm)}$$

$$M_y = 199.478 \times 10^6 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$$

$$x_u = 23.39 \text{ (mm)}$$

$$M_u = 209.694 \times 10^6 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$$

ここに

x : 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

5) 軸方向鉄筋

断面積の6%となる鉄筋量

$$A_{sb1} = b \cdot h \cdot 0.06 = 1000 \times 700 \times 0.06 = 42000.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

ここに

b : 部材の幅 (mm)
h : 部材の高さ (mm)

6) 有効高の変化を考慮したせん断力

荷重ケース名	作用方向	せん断力 S (kN/m)	モーメント M (kN・m/m)	有効高さ d (m)	Sh (kN/m)
常時	背面引張	87.44	154.48	0.630	68.94
常時+浮力	背面引張	81.86	144.63	0.630	64.54
地震時	背面引張	124.14	224.82	0.630	97.21
地震時+浮力	背面引張	121.53	220.20	0.630	95.15

$$Sh = S - \frac{M}{d} (\tan \beta + \tan \gamma)$$

ここに、

β : 部材圧縮縁が部材軸力となす角度 ($\tan \beta = 0.0377$)
 γ : 引張鋼材が部材軸方向となす角度 ($\tan \gamma = 0.0377$)

7) せん断応力度の計算

荷重ケース名	作用方向	せん断力 Sh (kN/m)	せん断応力度 (N/mm ²)	
			τ_m	τ_{a1}
常時	背面引張	68.94	0.1094	0.2302
常時+浮力	背面引張	64.54	0.1024	0.2302
地震時	背面引張	97.21	0.1543	0.3453
地震時+浮力	背面引張	95.15	0.1510	0.3453

8) 部材断面の有効高dに関する補正係数(c_e)

	有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数(c _e)
前面引張時	0.700	1.171
背面引張時	0.630	1.211

9) 引張主鉄筋比p_tに関する補正係数(c_{pt})

	引張主鉄筋量 (mm ²)	有効高 d (mm)	引張主鉄筋比 p _t (%)	引張主鉄筋比による 補正係数(c _{pt})
前面引張時	0.0	700	0.000	0.500
背面引張時	1146.0	630	0.182	0.864

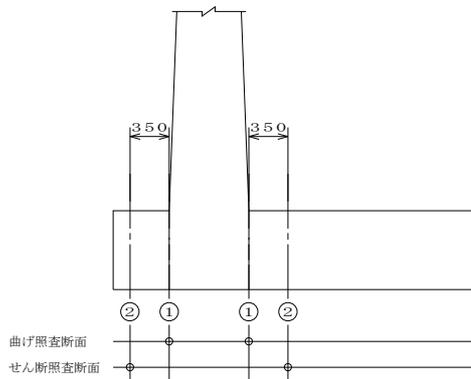
10) 許容せん断応力度

荷重ケース名	基本値 (N/mm ²)	作用方向	c _N	c _e	c _{pt}	τ_{a1} (N/mm ²)
常時	0.220	背面引張	1.000	1.211	0.864	0.2302
常時+浮力	0.220	背面引張	1.000	1.211	0.864	0.2302
地震時	0.330	背面引張	1.000	1.211	0.864	0.3453
地震時+浮力	0.330	背面引張	1.000	1.211	0.864	0.3453

7 底版の断面計算

7-1 設計条件

7-1-1 照査位置と照査項目



7-2 つま先版

7-2-1 断面力一覧

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：つま先版根元位置)

・曲げモーメント

荷重ケース名	曲げモーメント M(kN・m/m)	作用方向
常時	-24.17	下側引張
常時+浮力	-20.72	下側引張
地震時	-33.07	下側引張
地震時+浮力	-31.37	下側引張

(2) 断面(2) <せん断力着目>

(位置：つま先版根元位置から L= 0.350 m)

・曲げモーメント

荷重ケース名	曲げモーメント M(kN・m/m)	作用方向
常時	-2.25	下側引張
常時+浮力	-1.94	下側引張
地震時	-3.11	下側引張
地震時+浮力	-2.96	下側引張

・せん断力

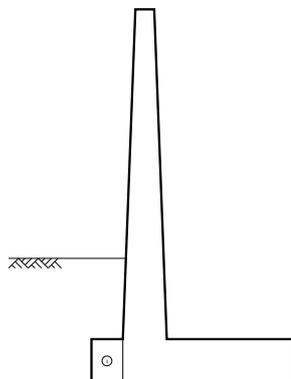
荷重ケース名	せん断力 S(kN/m)	作用方向
常時	-29.82	下側引張
常時+浮力	-25.61	下側引張
地震時	-41.05	下側引張
地震時+浮力	-39.03	下側引張

7-2-2 断面力算出

(1) 断面(1) < 曲げモーメント着目 >

(位置: つま先版根元位置)

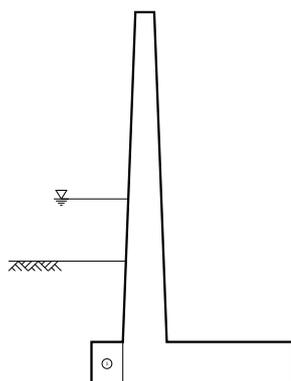
<< 自重 >>



・つま先版自重

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	モーメント M (kN・m)
1	0.500× 0.700× 1.000× 24.50	8.58	0.250	2.14
	合計	8.58		2.14

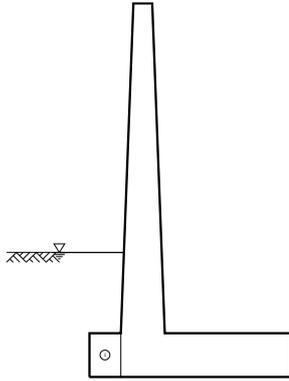
<< 浮力 (常時水位) >>



・つま先版浮力

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	モーメント M (kN・m)
1	0.500× 0.700× 1.000× 10.00	3.50	0.250	0.88
	合計	3.50		0.88

《浮力（地震時水位）》

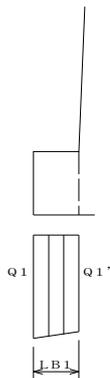


・つま先版浮力

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	モーメント M (kN・m)
1	0.500 × 0.700 × 1.000 × 10.00	3.50	0.250	0.88
	合計	3.50		0.88

1) 荷重ケース名：「常時」

《地盤反力度》



照査位置における荷重強度	$Q1' = 190.68 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q1 = 220.44 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB1 = 0.500 \text{ m}$
鉛直力	$S = -102.78 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.256 \text{ m}$
モーメント	$M = -26.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$

《荷重集計》

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
つま先版自重	8.58	0.250	2.14
地盤反力	-102.78	0.256	-26.32
合計	-94.21		-24.17

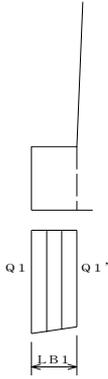
単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -24.17 / 1.000$$

$$= -24.17 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

2) 荷重ケース名：「常時+浮力」

<<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q1' = 157.84 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q1 = 184.92 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB1 = 0.500 \text{ m}$
鉛直力	$S = -85.69 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.257 \text{ m}$
モーメント	$M = -21.99 \text{ kN}\cdot\text{m}$

<<荷重集計>>

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN·m)
つま先版自重	8.58	0.250	2.14
つま先版浮力	-3.50	0.250	-0.88
地盤反力	-85.69	0.257	-21.99
合計	-80.62		-20.72

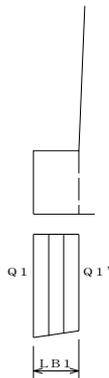
単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -20.72 / 1.000$$

$$= -20.72 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

3) 荷重ケース名：「地震時」

<<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q1' = 248.51 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q1 = 298.26 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB1 = 0.500 \text{ m}$
鉛直力	$S = -136.69 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.258 \text{ m}$
モーメント	$M = -35.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$

<<荷重集計>>

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN·m)
つま先版自重	8.58	0.250	2.14
地盤反力	-136.69	0.258	-35.21
合計	-128.12		-33.07

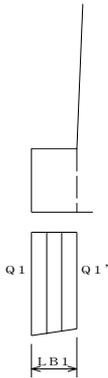
単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -33.07 / 1.000$$

$$= -33.07 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

4) 荷重ケース名 : 「地震時+浮力」

<<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q1' = 227.52 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q1 = 277.92 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB1 = 0.500 \text{ m}$
鉛直力	$S = -126.36 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.258 \text{ m}$
モーメント	$M = -32.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$

<<荷重集計>>

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
つま先版自重	8.58	0.250	2.14
つま先版浮力	-3.50	0.250	-0.88
地盤反力	-126.36	0.258	-32.64
合計	-121.28		-31.37

単位幅あたりの曲げモーメント

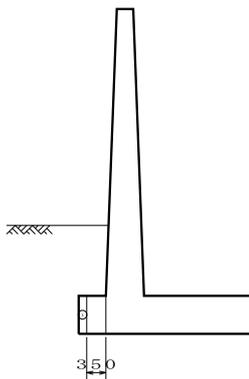
$$M = -31.37 / 1.000$$

$$= -31.37 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

(2) 断面 (2) <せん断力着目>

(位置 : つま先版根元位置から $L = 0.350 \text{ m}$)

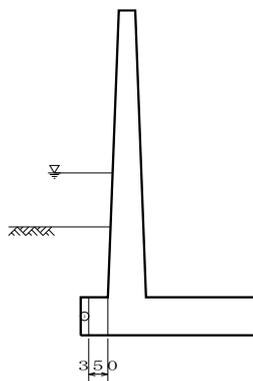
<<自重>>



・つま先版自重

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	モーメント M (kN・m)
1	$0.150 \times 0.700 \times 1.000 \times 24.50$	2.57	0.075	0.19
	合計	2.57		0.19

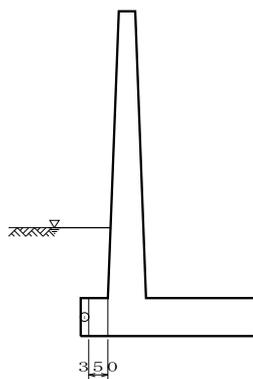
《浮力（常時水位）》



・つま先版浮力

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	モーメント M (kN・m)
1	0.150 × 0.700 × 1.000 × 10.00	1.05	0.075	0.08
	合計	1.05		0.08

《浮力（地震時水位）》

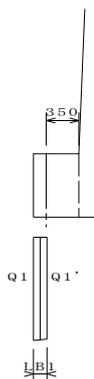


・つま先版浮力

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	モーメント M (kN・m)
1	0.150 × 0.700 × 1.000 × 10.00	1.05	0.075	0.08
	合計	1.05		0.08

1) 荷重ケース名：「常時」

<<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q1' = 211.51 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q1 = 220.44 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB1 = 0.150 \text{ m}$
鉛直力	$S = -32.40 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.076 \text{ m}$
モーメント	$M = -2.45 \text{ kN}\cdot\text{m}$

<<荷重集計>>

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN·m)
つま先版自重	2.57	0.075	0.19
地盤反力	-32.40	0.076	-2.45
合計	-29.82		-2.25

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -2.25 / 1.000$$

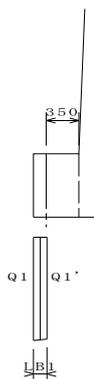
$$= -2.25 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -29.82 / 1.000 = -29.82 \text{ kN/m}$$

2) 荷重ケース名：「常時+浮力」

<<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q1' = 176.80 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q1 = 184.92 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB1 = 0.150 \text{ m}$
鉛直力	$S = -27.13 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.076 \text{ m}$
モーメント	$M = -2.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$

<<荷重集計>>

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN·m)
つま先版自重	2.57	0.075	0.19
つま先版浮力	-1.05	0.075	-0.08
地盤反力	-27.13	0.076	-2.05
合計	-25.61		-1.94

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -1.94 / 1.000$$

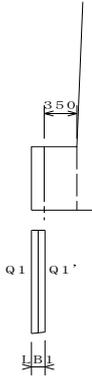
$$= -1.94 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -25.61 / 1.000 = -25.61 \text{ kN/m}$$

3) 荷重ケース名：「地震時」

<<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q1' = 283.33 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q1 = 298.26 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB1 = 0.150 \text{ m}$
鉛直力	$S = -43.62 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.076 \text{ m}$
モーメント	$M = -3.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$

<<荷重集計>>

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN·m)
つま先版自重	2.57	0.075	0.19
地盤反力	-43.62	0.076	-3.30
合計	-41.05		-3.11

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -3.11 / 1.000$$

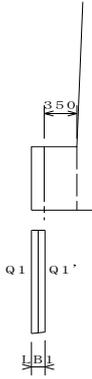
$$= -3.11 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -41.05 / 1.000 = -41.05 \text{ kN/m}$$

4) 荷重ケース名：「地震時+浮力」

<<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q1' = 262.80 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q1 = 277.92 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB1 = 0.150 \text{ m}$
鉛直力	$S = -40.55 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.076 \text{ m}$
モーメント	$M = -3.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$

<<荷重集計>>

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
つま先版自重	2.57	0.075	0.19
つま先版浮力	-1.05	0.075	-0.08
地盤反力	-40.55	0.076	-3.07
合計	-39.03		-2.96

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -2.96 / 1.000$$

$$= -2.96 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

単位幅あたりのせん断力

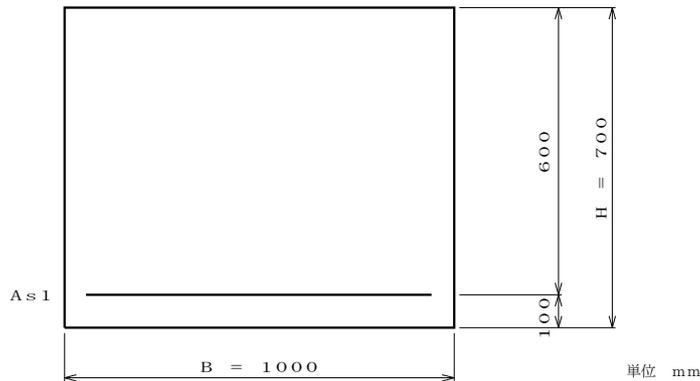
$$S = -39.03 / 1.000 = -39.03 \text{ kN/m}$$

7-2-3 応力度計算

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：つま先版根元位置)

1) 配筋



	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm ² /m)	
下	面	1	100	D16ctc250(4.000本)	794.4

2) 曲げ応力度の計算(単鉄筋計算)

荷重ケース名	曲げモーメント 作用方向	M (kN・m/m)	$\sigma_c (\sigma_{ca})$ (N/mm ²)	$\sigma_s (\sigma_{sa})$ (N/mm ²)
常時	下側引張	-24.17	0.79(7.00)	53.96(180.00)
常時+浮力	下側引張	-20.72	0.68(7.00)	46.25(160.00)
地震時	下側引張	-33.07	1.08(10.50)	73.81(270.00)
地震時+浮力	下側引張	-31.37	1.03(10.50)	70.03(270.00)

3) 最小鉄筋量の計算

3-1) 下面配筋に対して

・1.7M_d ≤ M_cの判別

$$1.7M_d = 1.7 \times 33.0653 \times 10^6$$

$$= 56.2111 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_c = Z_c \left(\sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 8.1667 \times 10^7 \times \left(1.7507 + \frac{0}{700000} \right)$$

$$= 142.9724 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

ここに、

M_c : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³)σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$$

$$= 0.23 \times 21.00^{2/3}$$

$$= 1.7507 \text{ N/mm}^2$$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)N_d : 軸方向力 (N)A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²)1.7M_d ≤ M_c となるため、以下の規定によらなくてよい。

・ $M_u = M_c$ となる鉄筋量の計算

$$M_c = 142.9724 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_u = C \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

M_u	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
σ_{sy}	: 引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm ²)
E_s	: 鉄筋のヤング係数	(N/mm ²)
ε_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_s	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm ²)
A_s'	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm ²)
C	: コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
σ_{ck}	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm ²)
T_s	: 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
b	: 部材幅	(=1000 mm)
h	: 部材高さ	(= 700 mm)
d_1	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0 mm)
d_0	: 引張鉄筋のかぶり	(= 100 mm)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

・ なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

4) 最大鉄筋量の計算

4-1) 下面配筋に対して

$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ 、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$ の釣合い式により

$$x = 422.11 \text{ (mm)}$$

$$A_{sb} = 20677.75 \text{ (mm}^2\text{)}$$

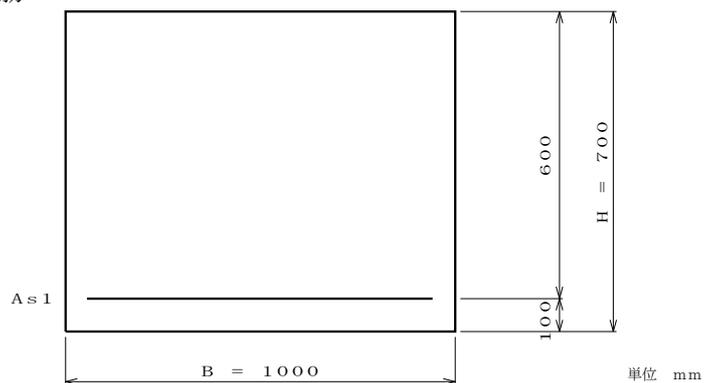
ここに

ε_{sy}	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
ε_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	
A_{sb}	: 釣合鉄筋量	(mm ²)
c	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
T_s	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

(2) 断面(2) <せん断力着目>

(位置：つま先版根元位置から $L = 0.350$ m)

1) 配筋



	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
下	面	1	D16ctc250(4.000本)	794.4

2) せん断応力度の計算

荷重ケース名	作用方向	せん断力 S (kN/m)	せん断応力度 (N/mm^2)	
			τ_m	τ_{a1}
常時	下側引張	-29.82	0.0497	1.3230
常時+浮力	下側引張	-25.61	0.0427	1.3230
地震時	下側引張	-41.05	0.0684	1.9845
地震時+浮力	下側引張	-39.03	0.0651	1.9845

3) 許容せん断応力度 (τ_{a1}) の計算

・有効高 (基部)

底版幅	B = 3200.0 (mm)
有効高(上側引張時)	$d_o = 700.0$ (mm)
有効高(下側引張時)	$d_o = 600.0$ (mm)

・せん断スパン a

荷重ケース	作用方向	M' (kN・m)	S (kN)	L' (m)	a (m)
常時	下側引張	-24.17	-94.21	-----	0.257
常時+浮力	下側引張	-20.72	-80.62	-----	0.257
地震時	下側引張	-33.07	-128.12	-----	0.258
地震時+浮力	下側引張	-31.37	-121.28	-----	0.259

・せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数 (c_{dc})

荷重ケース	a (m)	2.5・ d_o (m)	割増し	割増し係数 (c_{dc})
常時	0.257	1.500	行う	6.400
常時+浮力	0.257	1.500	行う	6.400
地震時	0.258	1.500	行う	6.400
地震時+浮力	0.259	1.500	行う	6.400

・部材断面の有効高dに関する補正係数 (c_e)

	有効高 d(m)	有効高dに関する 補正係数(c_e)
上側引張時	0.700	1.000
下側引張時	0.600	1.229

・引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数 (c_{pt})

	引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(mm)	引張主鉄筋比 p_t (%)	引張主鉄筋比による 補正係数(c_{pt})
上側引張時	0.0	700.00	0.000	1.000
下側引張時	794.4	600.00	0.132	0.765

・許容せん断応力度

荷重ケース名	基本値 (N/mm^2)	c_{dc}	c_e	c_{pt}	τ_{a1} (N/mm^2)
常時	0.220	6.400	1.229	0.765	1.3230
常時+浮力	0.220	6.400	1.229	0.765	1.3230
地震時	0.330	6.400	1.229	0.765	1.9845
地震時+浮力	0.330	6.400	1.229	0.765	1.9845

7-3 かかと版

7-3-1 断面力一覧

(1) 断面 (1) <曲げモーメント着目>

(位置 : かかと版根元位置)

・曲げモーメント

荷重ケース名	曲げモーメント M(kN・m/m)	作用方向
常時	154.48	上側引張
常時+浮力	144.63	上側引張
地震時	224.82	上側引張
地震時+浮力	220.20	上側引張

(2) 断面 (2) <せん断力着目>

(位置 : かかと版根元位置から L= 0.350 m)

・曲げモーメント

荷重ケース名	曲げモーメント M(kN・m/m)	作用方向
常時	124.09	上側引張
常時+浮力	114.14	上側引張
地震時	204.73	上側引張
地震時+浮力	196.87	上側引張

・せん断力

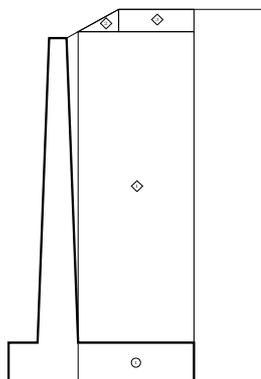
荷重ケース名	せん断力 S(kN/m)	作用方向
常時	116.55	上側引張
常時+浮力	107.21	上側引張
地震時	187.32	上側引張
地震時+浮力	184.16	上側引張

7-3-2 断面力算出

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：かかと版根元位置)

《自重》



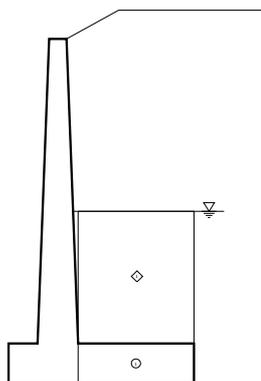
・かかと版自重

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m)
1	2.000× 0.700× 1.000× 24.50	34.30	1.000	34.30
	合計	34.30		34.30

・裏込め土砂自重

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m)
1	2.000× 5.411× 1.000× 20.00	216.44	1.000	216.44
2	0.700× 0.389× 1.000× 20.00×0.5	2.72	0.467	1.27
3	1.300× 0.389× 1.000× 20.00	10.11	1.350	13.65
	合計	229.28		231.36

《浮力(常時水位)》



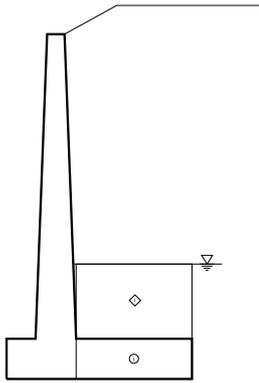
・かかと版浮力

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m)
1	2.000× 0.700× 1.000× 10.00	14.00	1.000	14.00
	合計	14.00		14.00

・裏込め土砂浮力

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m)
1	2.000× 2.300× 1.000× 9.00	41.40	1.000	41.40
	合計	41.40		41.40

《浮力（地震時水位）》



・かかと版浮力

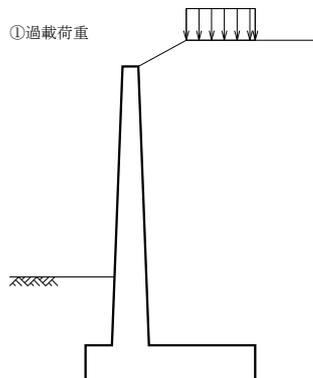
区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	モーメント M (kN・m)
1	2.000× 0.700× 1.000× 10.00	14.00	1.000	14.00
	合計	14.00		14.00

・裏込め土砂浮力

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	モーメント M (kN・m)
1	2.000× 1.300× 1.000× 9.00	23.40	1.000	23.40
	合計	23.40		23.40

《地表面載荷荷重》

1) 荷重ケース名：「常時」

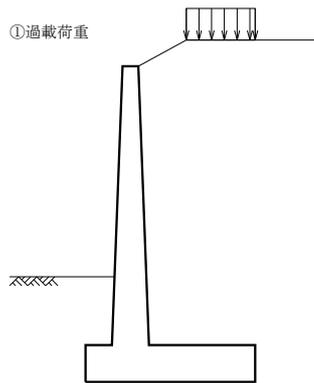


$$Q = q \cdot W \cdot L$$

荷重 番号	荷重強度 q (kN/m ²)	分布長さ W (m)	奥行き L (m)	載荷重 Q (kN)	アーム長 X (m)	モーメント Mx (kN・m)
1	10.00	1.300	1.000	13.00	1.350	17.55
		合計		13.00	—————	17.55

$$\text{地表面載荷荷重の作用位置 } X = \frac{\sum Mx}{\sum Q} = 1.350 \text{ m}$$

2) 荷重ケース名：「常時+浮力」



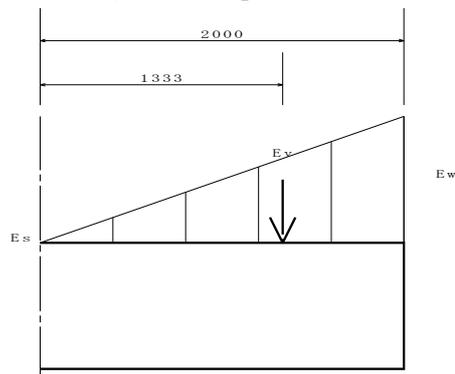
$$Q = q \cdot W \cdot L$$

荷重番号	荷重強度 q (kN/m ²)	分布長さ W (m)	奥行き L (m)	載荷重 Q (kN)	アーム長 X (m)	モーメント Mx (kN・m)
1	10.00	1.300	1.000	13.00	1.350	17.55
合計				13.00	—————	17.55

$$\text{地表面載荷荷重の作用位置 } X = \frac{\sum Mx}{\sum Q} = 1.350 \text{ m}$$

《土圧》

1) 荷重ケース名：「常時」



土圧鉛直力

$$E_e = 15.50 \text{ kN}$$

土圧等価分布荷重

$$E_w = \frac{2 \cdot E_e}{L} = \frac{2 \times 15.50}{2.000} = 15.50 \text{ kN/m}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ kN/m}$$

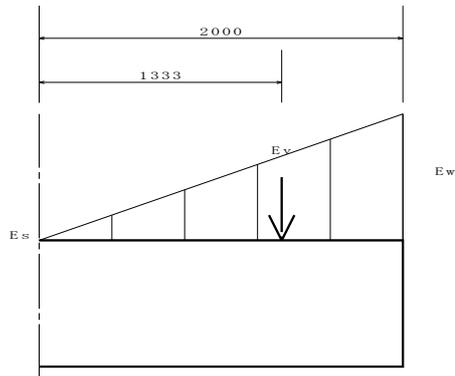
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 15.50 \text{ kN/m}$$

作用位置

$$X = 1.333 \text{ m}$$

2) 荷重ケース名：「常時+浮力」



土圧鉛直力

$$E_e = 14.21 \text{ kN}$$

土圧等価分布荷重

$$E_w = \frac{2 \cdot E_e}{L} = \frac{2 \times 14.21}{2.000} = 14.21 \text{ kN/m}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ kN/m}$$

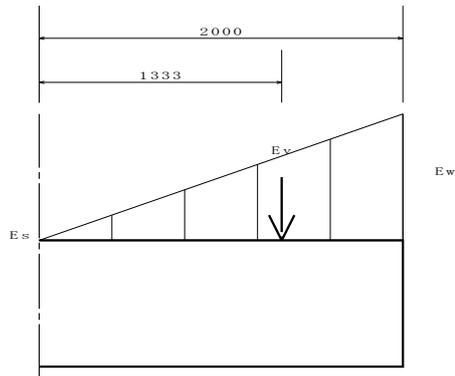
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 14.21 \text{ kN/m}$$

作用位置

$$X = 1.333 \text{ m}$$

3) 荷重ケース名：「地震時」



土圧鉛直力

$$E_e = 74.84 \text{ kN}$$

土圧等価分布荷重

$$E_w = \frac{2 \cdot E_e}{L} = \frac{2 \times 74.84}{2.000} = 74.84 \text{ kN/m}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ kN/m}$$

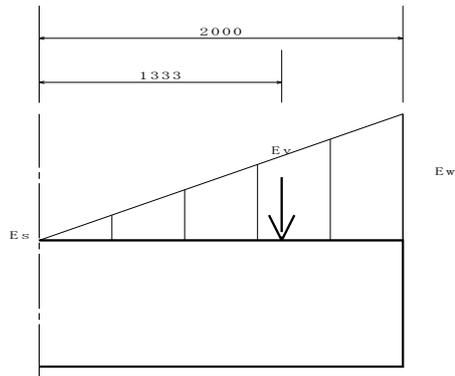
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 74.84 \text{ kN/m}$$

作用位置

$$X = 1.333 \text{ m}$$

4) 荷重ケース名：「地震時+浮力」



土圧鉛直力

$$E_e = 71.65 \text{ kN}$$

土圧等価分布荷重

$$E_w = \frac{2 \cdot E_e}{L} = \frac{2 \times 71.65}{2.000} = 71.65 \text{ kN/m}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ kN/m}$$

照査断面に作用する土圧力

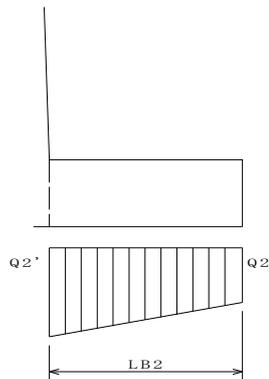
$$E_v = 71.65 \text{ kN/m}$$

作用位置

$$X = 1.333 \text{ m}$$

<<地盤反力度>>

1) 荷重ケース名：「常時」



照査位置における荷重強度

$$Q2' = 149.02 \text{ kN/m}^2$$

先端部における荷重強度

$$Q2 = 29.98 \text{ kN/m}^2$$

作用幅

$$LB2 = 2.000 \text{ m}$$

鉛直力

$$S = -179.00 \text{ kN}$$

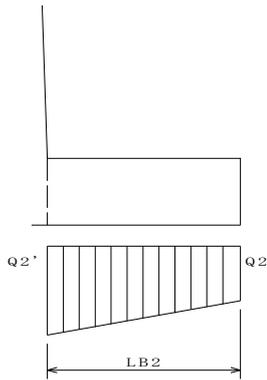
作用位置

$$X = 0.778 \text{ m}$$

モーメント

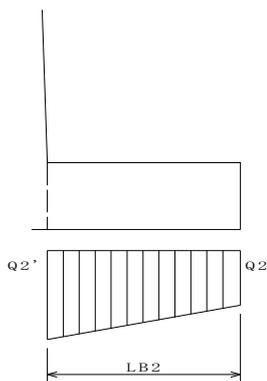
$$M = -139.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 荷重ケース名：「常時+浮力」



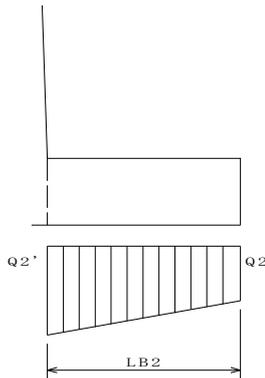
照査位置における荷重強度	$Q2' = 119.93 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q2 = 11.61 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB2 = 2.000 \text{ m}$
鉛直力	$S = -131.54 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.726 \text{ m}$
モーメント	$M = -95.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$

3) 荷重ケース名：「地震時」



照査位置における荷重強度	$Q2' = 178.86 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB2 = 1.798 \text{ m}$
鉛直力	$S = -160.75 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.599 \text{ m}$
モーメント	$M = -96.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$

4) 荷重ケース名：「地震時+浮力」



照査位置における荷重強度	$Q2' = 156.96 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB2 = 1.557 \text{ m}$
鉛直力	$S = -122.21 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.519 \text{ m}$
モーメント	$M = -63.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$

<<荷重集計>>

1) 荷重ケース名：「常時」

項目	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント M(kN・m)
かかと版自重	34.30	1.000	34.30
裏込め土砂重量	229.28	1.009	231.36
地表面載荷荷重	13.00	1.350	17.55
裏込め土砂による土圧	15.50	1.333	20.67
地盤反力	-179.00	0.778	-139.32
合計	113.08		164.56

照査用曲げモーメント

$$M = 154.48 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (たて壁付け根の断面力)}$$

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 154.48/1.000 \\ = 154.48 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

2) 荷重ケース名：「常時+浮力」

項目	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント M(kN・m)
かかと版自重	34.30	1.000	34.30
かかと版浮力	-14.00	1.000	-14.00
裏込め土砂重量	229.28	1.009	231.36
裏込め土砂浮力	-41.40	1.000	-41.40
地表面載荷荷重	13.00	1.350	17.55
裏込め土砂による土圧	14.21	1.333	18.95
地盤反力	-131.54	0.726	-95.44
合計	103.85		151.33

照査用曲げモーメント

$$M = 144.63 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (たて壁付け根の断面力)}$$

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 144.63/1.000 \\ = 144.63 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

3) 荷重ケース名：「地震時」

項目	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント M(kN・m)
かかと版自重	34.30	1.000	34.30
裏込め土砂重量	229.28	1.009	231.36
裏込め土砂による土圧	74.84	1.333	99.78
地盤反力	-160.75	0.599	-96.32
合計	177.67		269.13

照査用曲げモーメント

$$M = 224.82 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (たて壁付け根の断面力)}$$

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= 224.82/1.000 \\ &= 224.82 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \end{aligned}$$

4) 荷重ケース名：「地震時+浮力」

項目	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント M(kN・m)
かかと版自重	34.30	1.000	34.30
かかと版浮力	-14.00	1.000	-14.00
裏込め土砂重量	229.28	1.009	231.36
裏込め土砂浮力	-23.40	1.000	-23.40
裏込め土砂による土圧	71.65	1.333	95.53
地盤反力	-122.21	0.519	-63.44
合計	175.61		260.36

照査用曲げモーメント

$$M = 220.20 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (たて壁付け根の断面力)}$$

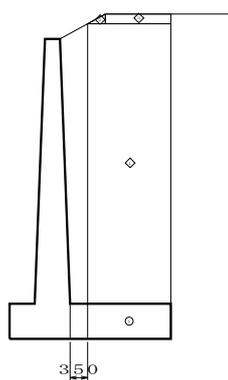
単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= 220.20/1.000 \\ &= 220.20 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \end{aligned}$$

(2) 断面(2) <せん断力着目>

(位置 : かかと版根元位置から $L = 0.350 \text{ m}$)

<<自重>>



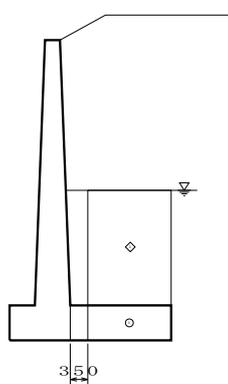
・かかと版自重

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m)
1	$1.650 \times 0.700 \times 1.000 \times 24.50$	28.30	0.825	23.35
	合計	28.30		23.35

・裏込め土砂自重

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m)
1	$1.650 \times 5.606 \times 1.000 \times 20.00$	184.98	0.825	152.61
2	$0.350 \times 0.194 \times 1.000 \times 20.00 \times 0.5$	0.68	0.233	0.16
3	$1.300 \times 0.194 \times 1.000 \times 20.00$	5.06	1.000	5.06
	合計	190.72		157.83

<<浮力(常時水位)>>



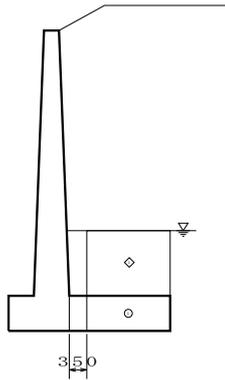
・かかと版浮力

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m)
1	$1.650 \times 0.700 \times 1.000 \times 10.00$	11.55	0.825	9.53
	合計	11.55		9.53

・裏込め土砂浮力

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m)
1	$1.650 \times 2.300 \times 1.000 \times 9.00$	34.16	0.825	28.18
	合計	34.16		28.18

《浮力（地震時水位）》



・かかと版浮力

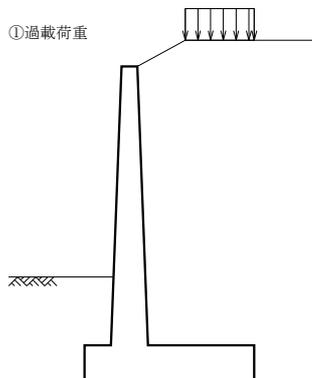
区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m)
1	1.650 × 0.700 × 1.000 × 10.00	11.55	0.825	9.53
	合計	11.55		9.53

・裏込め土砂浮力

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m)
1	1.650 × 1.300 × 1.000 × 9.00	19.31	0.825	15.93
	合計	19.31		15.93

《地表面載荷荷重》

1) 荷重ケース名：「常時」

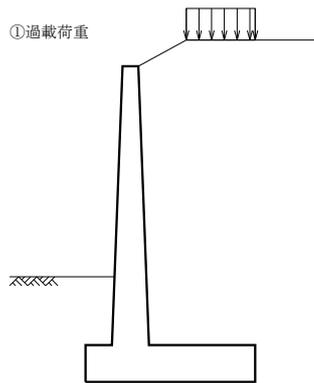


$$Q = q \cdot W \cdot L$$

荷重 番号	荷重強度 q (kN/m ²)	分布長さ W (m)	奥行き L (m)	載荷重 Q (kN)	アーム長 X (m)	モーメント Mx (kN・m)
1	10.00	1.300	1.000	13.00	1.000	13.00
		合計		13.00	—————	13.00

$$\text{地表面載荷荷重の作用位置 } X = \frac{\sum Mx}{\sum Q} = 1.000 \text{ m}$$

2) 荷重ケース名：「常時+浮力」



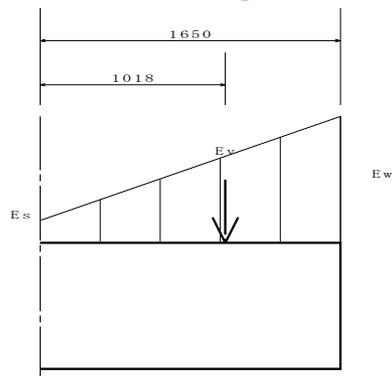
$$Q = q \cdot W \cdot L$$

荷重番号	荷重強度 q (kN/m ²)	分布長さ W (m)	奥行き L (m)	載荷重 Q (kN)	アーム長 X (m)	モーメント Mx (kN・m)
1	10.00	1.300	1.000	13.00	1.000	13.00
合計				13.00	—————	13.00

$$\text{地表面載荷荷重の作用位置 } X = \frac{\sum Mx}{\sum Q} = 1.000 \text{ m}$$

《土圧》

1) 荷重ケース名：「常時」



土圧鉛直力

$$E_e = 15.50 \text{ kN}$$

土圧等価分布荷重

$$E_w = \frac{2 \cdot E_e}{L} = \frac{2 \times 15.50}{2.000} = 15.50 \text{ kN/m}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 2.71 \text{ kN/m}$$

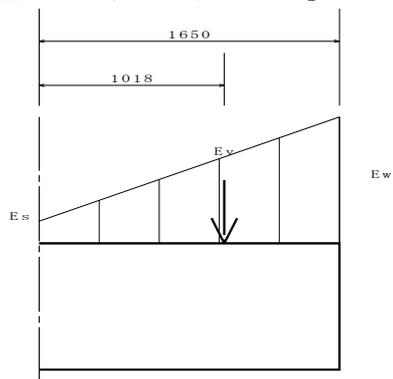
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 15.03 \text{ kN/m}$$

作用位置

$$X = 1.018 \text{ m}$$

2) 荷重ケース名：「常時+浮力」



土圧鉛直力

$$E_e = 14.21 \text{ kN}$$

土圧等価分布荷重

$$E_w = \frac{2 \cdot E_e}{L} = \frac{2 \times 14.21}{2.000} = 14.21 \text{ kN/m}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 2.49 \text{ kN/m}$$

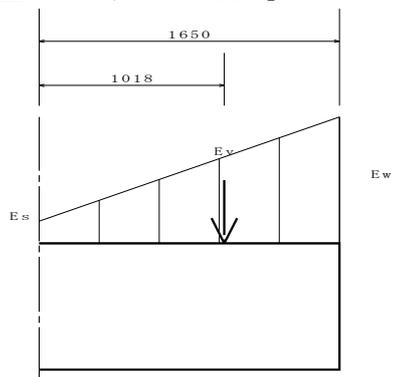
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 13.78 \text{ kN/m}$$

作用位置

$$X = 1.018 \text{ m}$$

3) 荷重ケース名：「地震時」



土圧鉛直力

$$E_e = 74.84 \text{ kN}$$

土圧等価分布荷重

$$E_w = \frac{2 \cdot E_e}{L} = \frac{2 \times 74.84}{2.000} = 74.84 \text{ kN/m}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 13.10 \text{ kN/m}$$

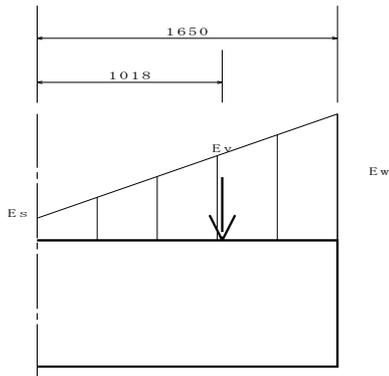
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 72.54 \text{ kN/m}$$

作用位置

$$X = 1.018 \text{ m}$$

4) 荷重ケース名：「地震時+浮力」



土圧鉛直力

$$E_e = 71.65 \text{ kN}$$

土圧等価分布荷重

$$E_w = \frac{2 \cdot E_e}{L} = \frac{2 \times 71.65}{2.000} = 71.65 \text{ kN/m}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 12.54 \text{ kN/m}$$

照査断面に作用する土圧力

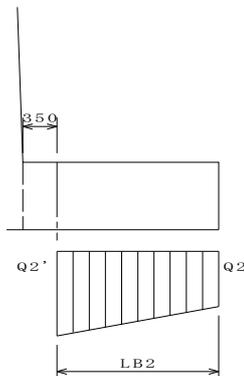
$$E_v = 69.45 \text{ kN/m}$$

作用位置

$$X = 1.018 \text{ m}$$

<<地盤反力度>>

1) 荷重ケース名：「常時」



照査位置における荷重強度

$$Q2' = 128.19 \text{ kN/m}^2$$

先端部における荷重強度

$$Q2 = 29.98 \text{ kN/m}^2$$

作用幅

$$LB2 = 1.650 \text{ m}$$

鉛直力

$$S = -130.49 \text{ kN}$$

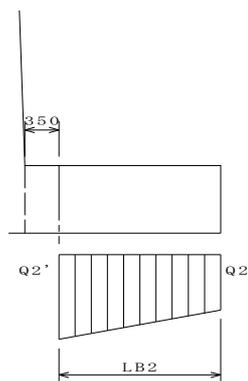
作用位置

$$X = 0.654 \text{ m}$$

モーメント

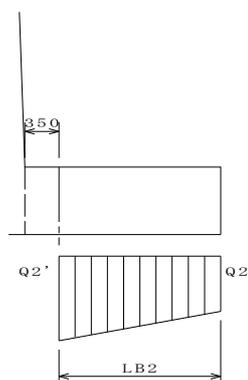
$$M = -85.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 荷重ケース名：「常時+浮力」



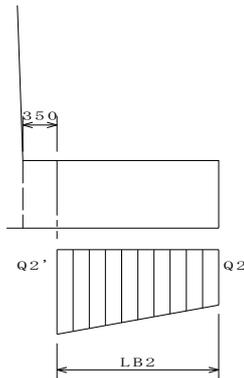
照査位置における荷重強度	$Q2' = 100.97 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q2 = 11.61 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB2 = 1.650 \text{ m}$
鉛直力	$S = -92.88 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.607 \text{ m}$
モーメント	$M = -56.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$

3) 荷重ケース名：「地震時」



照査位置における荷重強度	$Q2' = 144.03 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB2 = 1.448 \text{ m}$
鉛直力	$S = -104.24 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.483 \text{ m}$
モーメント	$M = -50.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$

4) 荷重ケース名：「地震時+浮力」



照査位置における荷重強度	$Q2' = 121.68 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB2 = 1.207 \text{ m}$
鉛直力	$S = -73.45 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.402 \text{ m}$
モーメント	$M = -29.56 \text{ kN}\cdot\text{m}$

<<荷重集計>>

1) 荷重ケース名：「常時」

項目	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント M(kN・m)
かかと版自重	28.30	0.825	23.35
裏込め土砂重量	190.72	0.828	157.83
地表面載荷荷重	13.00	1.000	13.00
裏込め土砂による土圧	15.03	1.018	15.30
地盤反力	-130.49	0.654	-85.38
合計	116.55		124.09

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 124.09/1.000 \\ = 124.09 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 116.55/1.000 = 116.55 \text{ kN/m}$$

2) 荷重ケース名：「常時+浮力」

項目	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント M(kN・m)
かかと版自重	28.30	0.825	23.35
かかと版浮力	-11.55	0.825	-9.53
裏込め土砂重量	190.72	0.828	157.83
裏込め土砂浮力	-34.16	0.825	-28.18
地表面載荷荷重	13.00	1.000	13.00
裏込め土砂による土圧	13.78	1.018	14.03
地盤反力	-92.88	0.607	-56.35
合計	107.21		114.14

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 114.14/1.000 \\ = 114.14 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 107.21/1.000 = 107.21 \text{ kN/m}$$

3) 荷重ケース名：「地震時」

項目	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント M(kN・m)
かかと版自重	28.30	0.825	23.35
裏込め土砂重量	190.72	0.828	157.83
裏込め土砂による土圧	72.54	1.018	73.86
地盤反力	-104.24	0.483	-50.30
合計	187.32		204.73

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 204.73/1.000$$

$$= 204.73 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 187.32/1.000 = 187.32 \text{ kN/m}$$

4) 荷重ケース名：「地震時+浮力」

項目	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント M(kN・m)
かかと版自重	28.30	0.825	23.35
かかと版浮力	-11.55	0.825	-9.53
裏込め土砂重量	190.72	0.828	157.83
裏込め土砂浮力	-19.31	0.825	-15.93
裏込め土砂による土圧	69.45	1.018	70.71
地盤反力	-73.45	0.402	-29.56
合計	184.16		196.87

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 196.87/1.000$$

$$= 196.87 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

単位幅あたりのせん断力

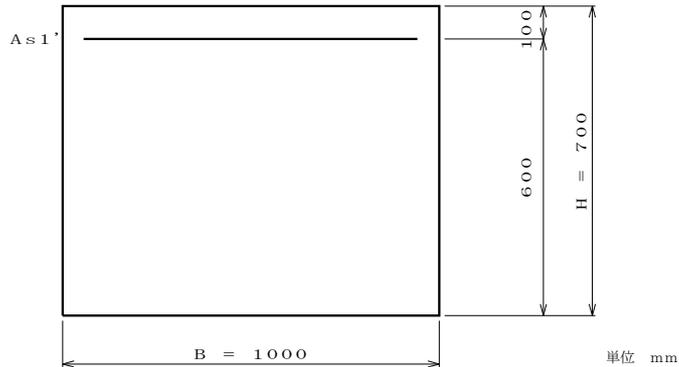
$$S = 184.16/1.000 = 184.16 \text{ kN/m}$$

7-3-3 応力度計算

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：かかと版根元位置)

1) 配筋



	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm ² /m)	
上	面	1	100	D19ctc250(4.000本)	1146.0

2) 曲げ応力度の計算(単鉄筋計算)

荷重ケース名	曲げモーメント 作用方向	M (kN・m/m)	$\sigma_c (\sigma_{ca})$ (N/mm ²)	$\sigma_s (\sigma_{sa})$ (N/mm ²)
常時	上側引張	154.48	4.35(7.00)	241.79(180.00)
常時+浮力	上側引張	144.63	4.07(7.00)	226.36(160.00)
地震時	上側引張	224.82	6.33(10.50)	351.88(270.00)
地震時+浮力	上側引張	220.20	6.20(10.50)	344.65(270.00)

3) 最小鉄筋量の計算

3-1) 上面配筋に対して

・1. $7M_d \leq M_c$ の判別

$$1.7M_d = 1.7 \times 224.8205 \times 10^6 \\ = 382.1948 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_c = Z_c \left(\sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 8.1667 \times 10^7 \times \left(1.7507 + \frac{0}{700000} \right)$$

$$= 142.9724 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

ここに、

 M_c : ひび割れ曲げモーメント (N・mm) Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³) σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 21.00^{2/3} \\ = 1.7507 \text{ N/mm}^2$$

 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²) N_d : 軸方向力 (N) A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²)1. $7M_d > M_c$ となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。

・ $M_u = M_c$ となる鉄筋量の計算

$$M_c = 142.9724 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_u = C \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

M_u	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
σ_{sy}	: 引張鉄筋の降伏応力度	(N/mm ²)
E_s	: 鉄筋のヤング係数	(N/mm ²)
ε_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_s	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm ²)
A_s'	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm ²)
C	: コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
σ_{ck}	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm ²)
T_s	: 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
b	: 部材幅	(=1000 mm)
h	: 部材高さ	(= 700 mm)
d_1	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0 mm)
d_0	: 引張鉄筋のかぶり	(= 100 mm)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_u = M_c$ および、 $N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

$$x = 16.88 \text{ mm}$$

$$A_s = 817.1 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 0.0 \text{ mm}^2$$

・ なお、表面に沿った長さ 1m あたり 500mm² 以上の断面積の鉄筋量を中心間隔 300mm 以下で配置するものとする。

4) 最大鉄筋量の計算

4-1) 上面配筋に対して

$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ 、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$ の釣合い式により

$$x = 422.11 \text{ (mm)}$$

$$A_{sb} = 20677.75 \text{ (mm}^2\text{)}$$

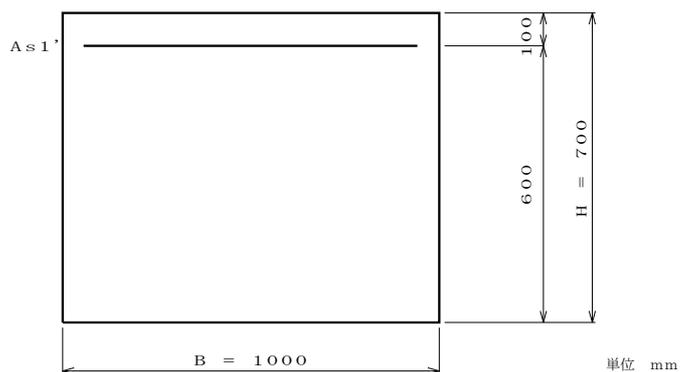
ここに

ε_{sy}	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
ε_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	
A_{sb}	: 釣合鉄筋量	(mm ²)
C	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
T_s	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

(2) 断面(2) <せん断力着目>

(位置：かかと版根元位置から $L=0.350$ m)

1) 配筋



	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm^2/m)
上	面	1	D19ctc250(4.000本)	1146.0

2) せん断応力度の計算

荷重ケース名	作用方向	せん断力 S (kN/m)	せん断応力度 (N/mm^2)	
			τ_m	τ_{al}
常時	上側引張	116.55	0.1943	0.2384
常時+浮力	上側引張	107.21	0.1787	0.2384
地震時	上側引張	187.32	0.3122	0.3576
地震時+浮力	上側引張	184.16	0.3069	0.3576

3) 許容せん断応力度 (τ_{a1}) の計算

・有効高 (基部)

底版幅	$B = 3200.0$ (mm)
有効高(上側引張時)	$d_o = 600.0$ (mm)
有効高(下側引張時)	$d_o = 700.0$ (mm)

・せん断スパン a

荷重ケース	作用方向	M' (kN・m)	S (kN)	L' (m)	a (m)
常時	上側引張	154.48	113.08	0.350	1.716
常時+浮力	上側引張	144.63	103.85	0.350	1.743
地震時	上側引張	224.82	177.67	0.350	1.615
地震時+浮力	上側引張	220.20	175.61	0.350	1.604

・せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数 (c_{dc})

荷重ケース	a (m)	$2.5 \cdot d_o$ (m)	割増し	割増し係数 (c_{dc})
常時	1.716	1.500	行わない	-----
常時+浮力	1.743	1.500	行わない	-----
地震時	1.615	1.500	行わない	-----
地震時+浮力	1.604	1.500	行わない	-----

・部材断面の有効高 d に関する補正係数 (c_e)

	有効高 d (m)	有効高 d に関する 補正係数 (c_e)
上側引張時	0.600	1.229
下側引張時	0.700	1.000

・引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数 (c_{pt})

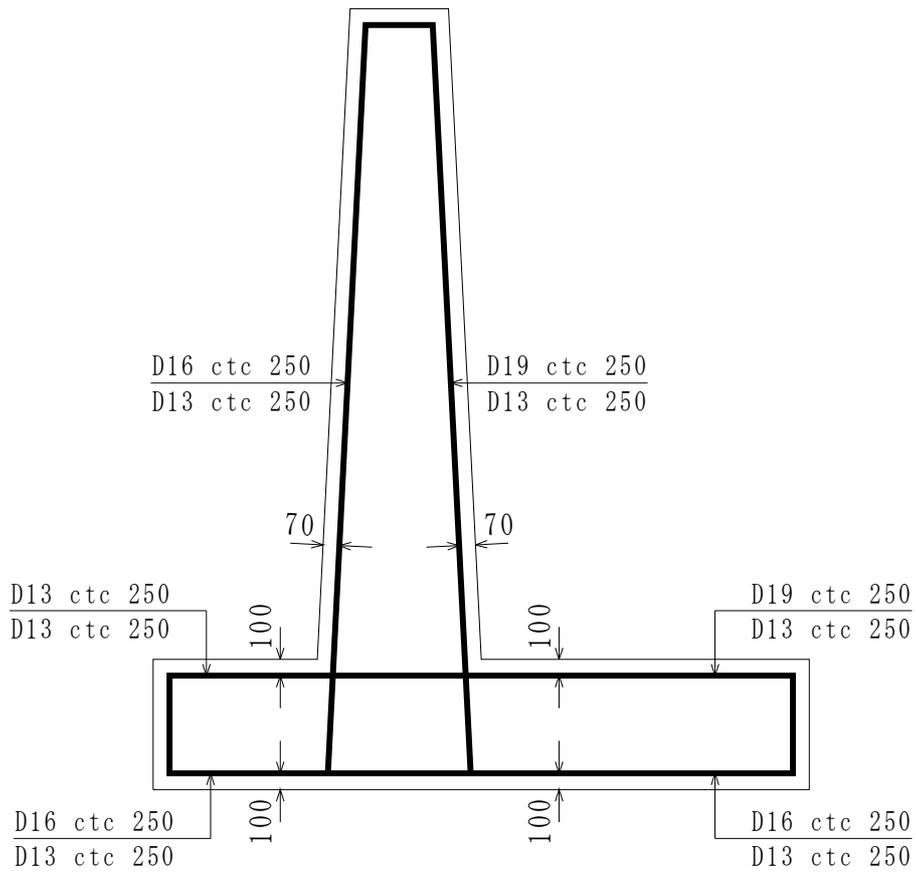
	引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d (mm)	引張主鉄筋比 p_t (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 (c_{pt})
上側引張時	1146.0	600.00	0.191	0.882
下側引張時	0.0	700.00	0.000	1.000

・許容せん断応力度

荷重ケース名	基本値 (N/mm^2)	c_{dc}	c_e	c_{pt}	τ_{a1} (N/mm^2)
常時	0.220	-----	1.229	0.882	0.2384
常時+浮力	0.220	-----	1.229	0.882	0.2384
地震時	0.330	-----	1.229	0.882	0.3576
地震時+浮力	0.330	-----	1.229	0.882	0.3576

8 配筋計画

8-1 配筋計画図



上段：主鉄筋
 下段：配力筋

8-2 たて壁

8-2-1 前面

・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	70	D16	250	4.000	794.4
合計					794.4

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D13	250	20.000	2534.0
合計				2534.0

8-2-2 背面

・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	70	D19	250	4.000	1146.0
合計					1146.0

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D13	250	20.000	2534.0
合計				2534.0

8-2-3 組立筋

鉄筋径	垂直ピッチ (mm)	水平ピッチ (mm)
D13	300	300

8-3 つま先版

8-3-1 上面

・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	100	D13	250	4.000	506.8
合計					506.8

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D13	250	4.000	506.8
合計				506.8

8-3-2 下面

・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	100	D16	250	4.000	794.4
合計					794.4

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D13	250	4.000	506.8
合計				506.8

8-3-3 組立筋

鉄筋径	軸ピッチ (mm)	奥行ピッチ (mm)
D13	300	300

8-4 かかと版

8-4-1 上面

・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	100	D19	250	4.000	1146.0
合計					1146.0

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D13	250	10.000	1267.0
合計				1267.0

8-4-2 下面

・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	100	D16	250	4.000	794.4
合計					794.4

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D13	250	10.000	1267.0
合計				1267.0

8-4-3 組立筋

鉄筋径	軸ピッチ (mm)	奥行ピッチ (mm)
D13	300	300