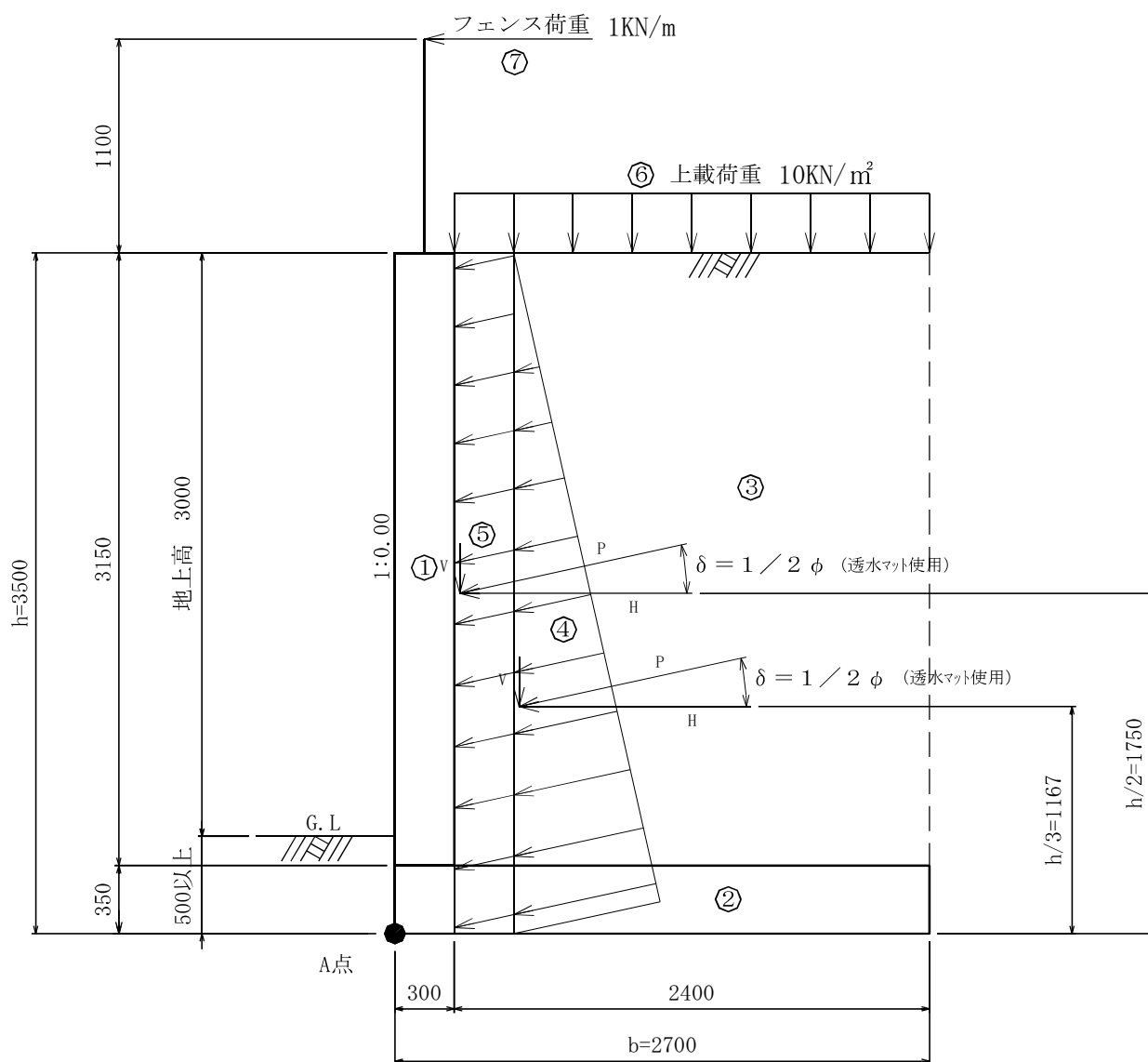


参 考 資 料

参考 1. 鉄筋コンクリート擁壁の安定及び構造計算例

1. 常時

(1) 断面形状図



土圧作用面は豎壁背面とする。

※当構造計算例は、名古屋市型（宅造用）L型擁壁L-3.0の構造計算とは異なります。

(2) 設計条件

1) 単位体積重量

コンクリートの単位体積重量	24 (KN/m ³)
裏込土の単位体積重量 γ	17 (KN/m ³)

2) 土質条件

裏込土の内部摩擦角 ϕ	25 (°)	(砂質土)
壁面摩擦角 δ	12.5 (°)	(透水マット使用、1/2 ϕ)
地表面傾斜角 β	0 (°)	
壁背面の鉛直面に対する角度 α	0 (°)	
許容地盤反力度	150 (KN/m ²)	(別途計算)
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi b$	0.45	(砂質土)

3) その他外力

上載荷重 q	10 (KN/m ²)
フェンス荷重 (水平力)	1 (KN/m)

4) 許容応力度

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck}	21 (N/mm ²)
〃 の許容圧縮応力度 σ_{ca}	7 (N/mm ²)
〃 の許容せん断応力度 τ_a	0.7 (N/mm ²)
鉄筋の基準強度	295 (N/mm ²)
〃 の許容引張応力度 σ_{ta}	195 (N/mm ²)

(3) 土圧の計算

1) 土圧係数 (K_a) クーロンの主働土圧公式により算出

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot (1 + \sqrt{(\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta) / \cos(\alpha + \delta) / \cos(\alpha - \beta))})^2} = 0.367$$

$$K_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 0.079$$

$$K_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 0.358$$

2) 土圧合力及び作用位置の算出

$$V = 1/2 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot h^2 = 8.23 \text{ KN}$$

$$H = 1/2 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot h^2 = 37.28 \text{ KN}$$

$$x = 0.300 \text{ m}$$

$$y = 3.500 / 3 = 1.167 \text{ m}$$

3) 上載荷重による土圧合力と作用位置の算出

$$V = q \cdot K_a \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot h = 2.77 \text{ KN}$$

$$H = q \cdot K_a \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot h = 12.53 \text{ KN}$$

$$x = 0.300 \text{ m}$$

$$y = 3.500 / 2 = 1.750 \text{ m}$$

(4) 作用力の集計

A点を基準とした鉛直・水平荷重及び作用位置の集計

種 類	No	重量及び外力の計算	V (KN)	x (m)	V x (KN*m)	H (KN)	y (m)	H y (KN*m)
コンクリート	①	0.30*3.15*24.00	22.68	0.150	3.40	—	—	—
	②	2.70*0.35*24.00	22.68	1.350	30.62	—	—	—
土 砂	③	2.40*3.15*17.00	128.52	1.500	192.78	—	—	—
土 圧	④		8.23	0.300	2.47	37.28	1.167	43.51
上載荷重による土圧	⑤		2.77	0.300	0.83	12.53	1.750	21.93
上載荷重	⑥	2.40*10.00	24.00	1.500	36.00	—	—	—
フェンス荷重	⑦	1.00	—	—	—	1.00	4.600	4.60
合 計			208.88	—	266.10	50.81	—	70.04

(5) 安定計算

1) 転倒に対する安全率(f)の計算

$$f = V_x / H_y = 266.10 / 70.04 = 3.799 > 1.5 \text{ ----- } 0. K$$

2) A点より合力作用位置までの距離(d)及び偏心距離(e)の計算

$$d = (V_x - H_y) / V = (266.10 - 70.04) / 208.88 = 0.939$$

$$e = B/2 - d = 2.700 / 2 - 0.939 = 0.411 \text{ m} < B / 6 = 0.450 \text{ m} \text{ ----- } 0. K$$

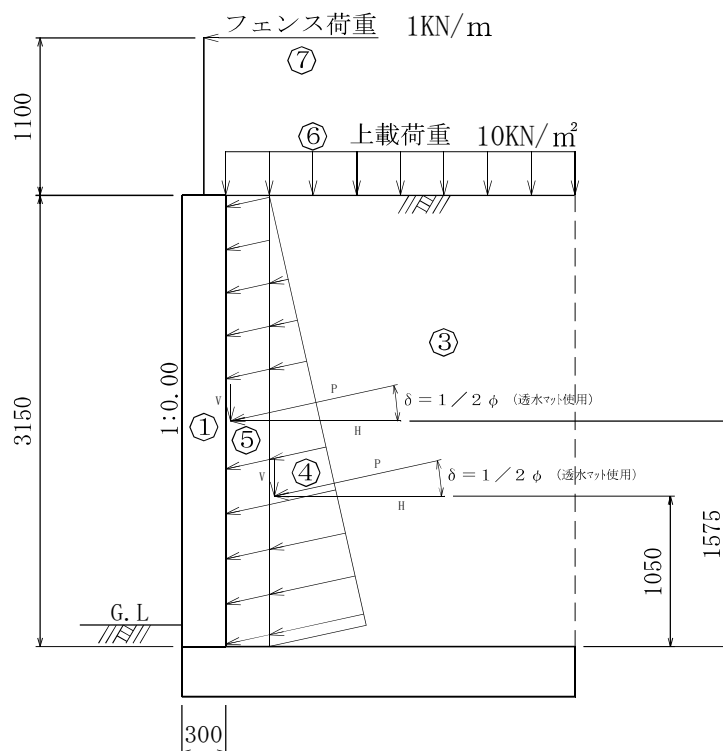
3) 滑動に対する安全率(f)の計算

$$f = (V * \tan \phi_b) / H = (208.88 * 0.45) / 50.81 = 1.850 > 1.5 \text{ ----- } 0. K$$

4) 地盤反力度の計算

$$\begin{aligned} Q_{\max}, Q_{\min} &= V / B \pm (6 * V * e) / B^2 \\ &= 208.88 / 2.700 \pm (6 * 208.88 * 0.411) / 2.700^2 \\ &= 148.02, 6.70 < Q_a = 150 \text{ kN/m}^2 \text{ ----- } 0. K \end{aligned}$$

(6) 堅壁の応力度計算



1) 堅壁に作用する土圧合力及び作用位置の算出

$$H = 1/2 * \gamma * K_a * \cos(\alpha + \delta) * h^2 = 30.19 \text{ KN}$$

$$y = 3.150 / 3 = 1.050 \text{ m}$$

$$H_y = 30.19 * 1.050 = 31.70 \text{ KN*m}$$

2) 上載荷重による土圧合力と作用位置の算出

$$H = q * K_a * \cos(\alpha + \delta) * h = 11.28 \text{ KN}$$

$$y = 3.150 / 2 = 1.575 \text{ m}$$

$$H_y = 11.28 * 1.575 = 17.77 \text{ KN*m}$$

3) フェンス荷重

$$H = 1.00 \text{ KN}$$

$$y = 3.150 + 1.100 = 4.250 \text{ m}$$

$$H_y = 1.00 * 4.250 = 4.25 \text{ KN*m}$$

4) 作用力の集計

$$\text{せん断力 } S = \Sigma H = 30.19 + 11.28 + 1.00 = 42.47 \text{ KN}$$

$$\text{曲げモーメント } M = \Sigma H_y = 31.70 + 17.77 + 4.25 = 53.72 \text{ KN*m}$$

5) 応力度計算

部材厚 0.300m, 鉄筋かぶり0.070m, 有効高さ0.230m, 配筋量D16ctc125mm($A_s=15.888\text{cm}^2$)とすると
 $n = 15$ (弾性係数比)、 $b = 1.000\text{m}$ (単位幅)

$$p = A_s / (b*d) = 15.888 / (100 * 23) = 0.00691$$

$$k = \sqrt{(2p*n + (p*n)^2) - p*n} = \sqrt{(2*0.00691*15 + (0.00691*15)^2) - 0.00691*15} = 0.363$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.363/3 = 0.879$$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2 * M / (k*j*b*d^2) = 2 * 53720000 / (0.363*0.879*1000*230^2)$$

$$= 6.37 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7 \text{ N/mm}^2 \text{ ----- O.K.}$$

鉄筋の曲げ引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s*j*d) = 537200 / (1588.8*0.879*230)$$

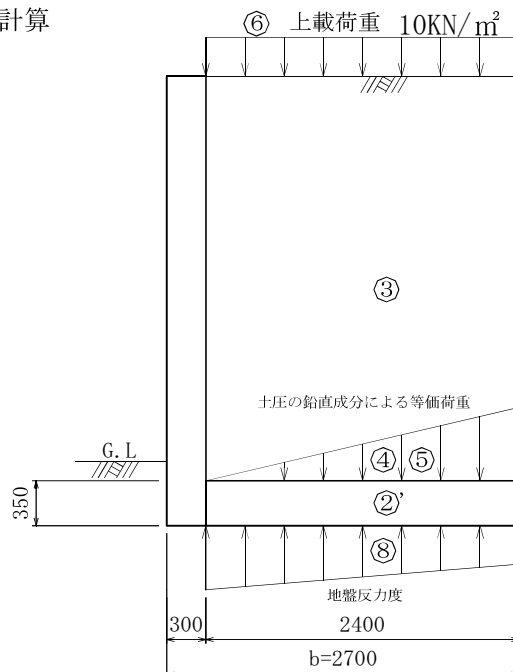
$$= 167.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 195 \text{ N/mm}^2 \text{ ----- O.K.}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = S / (b*j*d) = 42470 / (1000*0.879*230)$$

$$= 0.21 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.7 \text{ N/mm}^2 \text{ ----- O.K.}$$

(7) 底版の応力度計算



1) 作用力の集計

種 類	No	重量及び外力の計算	S (KN)	x (m)	M (KN*m)
コンクリート	②'	2.400*0.350*24.00	20.16	1.200	24.19
土 砂	③	2.400*3.150*17.00	128.52	1.200	154.22
土 圧	④		6.66	1.600	10.66
上載荷重による土圧	⑤		2.49	1.600	3.98
上載荷重	⑥	2.400*10.00	24.00	1.200	28.80
底版反力	⑧	13.232 0.67	-166.82	0.839	-139.89
合 計			15.01	-	81.96

壁付け根と底版付け根の曲げモーメントは釣り合っていないので、底版付け根の曲げモーメントが壁付け根より小さい場合は壁付け根の曲げモーメントを採用する。

せん断力 $S = 15.01 \text{ KN}$

曲げモーメント $M = 53.72 \text{ KN*m}$

2) 底版の応力度計算

壁の計算に同じ

2. 地震時

地震時は中地震時において、部材応力度が短期強度以下であること、また大地震時において転倒・滑動・支持力度が安全率1.0以上であり、かつ部材応力度が設計基準強度以下であることを照査する。

(1) 設計条件

1) 土質条件

α 、 β 、 γ 、 ϕ は常時と同じ、 δ は $\phi/2$

許容地盤反力度 450 (KN/m²) (別途計算)

基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi$ 0.45

2) その他外力

上載荷重 q 10 (KN/m²)

設計水平震度 k_h (中地震時) 0.20

〃 (大地震時) 0.25

地震時合成角 θ (中地震時) $\tan^{-1}(k_h)$ 11.31 (°)

〃 (大地震時) $\tan^{-1}(k_h)$ 14.04 (°)

土圧係数 k_{ea} (中地震時) 0.539

〃 (大地震時) 0.600

ここに $\cos^2(\phi - \alpha - \theta)$

$$K_{ea} = \frac{\cos \theta * \cos^2 \alpha * \cos(\delta + \alpha + \theta) * (1 + \sqrt{(\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta - \theta) / \cos(\alpha - \beta) / \cos(\delta + \alpha + \theta)))^2}}{\cos \theta * \cos^2 \alpha * \cos(\delta + \alpha + \theta) * (1 + \sqrt{(\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta - \theta) / \cos(\alpha - \beta) / \cos(\delta + \alpha + \theta)))^2}}$$

3) 許容応力度

中地震時 コンクリートの許容圧縮応力度 σ_{ca} 14 (N/mm²)

〃 の許容せん断応力度 τ_a 1.4 (N/mm²)

鉄筋の許容引張応力度 σ_{ta} 295 (N/mm²)

大地震時 コンクリートの許容圧縮応力度 σ_{ca} 21 (N/mm²)

〃 の許容せん断応力度 τ_a 2.1 (N/mm²)

鉄筋の許容引張応力度 σ_{ta} 295 (N/mm²)

(2) 大地震時 (地震時土圧)

1) 土圧係数(K_{ea})クーロンの主働土圧公式により算出

$$K_{ea} = 0.600$$

2) 土圧合力及び作用位置の算出

$$V = 1/2 * \gamma * K_{ea} * \sin(\alpha + \delta) * h^2 = 13.54 \text{ KN}$$

$$H = 1/2 * \gamma * K_{ea} * \cos(\alpha + \delta) * h^2 = 61.02 \text{ KN}$$

$$x = 0.300 \text{ m}$$

$$y = 3.500 / 3 = 1.167 \text{ m}$$

3) 上載荷重による土圧合力と作用位置の算出

$$V = q * K_{ea} * \sin(\alpha + \delta) * h = 4.55 \text{ KN}$$

$$H = q * K_{ea} * \cos(\alpha + \delta) * h = 20.51 \text{ KN}$$

$$x = 0.300 \text{ m}$$

$$y = 3.500 / 2 = 1.750 \text{ m}$$

4) 作用力の集計

種 類	No	重量及び外力の計算	V (KN)	x (m)	V x (KN*m)	H (KN)	y (m)	H y (KN*m)
コンクリート	①	0.300*3.150*24.00	22.68	0.150	3.40	-	-	-
	②	2.700*0.350*24.00	22.68	1.350	30.62	-	-	-
土 砂	③	2.400*3.150*17.00	128.52	1.500	192.78	-	-	-
土 圧	④		13.54	0.300	4.06	61.02	1.167	71.21
上載荷重による土圧	⑤		4.55	0.300	1.37	20.51	1.750	35.89
上載荷重	⑥	2.400*10.00	24.00	1.500	36.00	-	-	-
合 計			215.97	-	268.23	81.53	-	107.10

5) 安定計算

転倒に対する安全率(f)の計算

$$f = V_x / H_y = 268.23 / 107.10 = 2.504 > 1.0 \text{ ----- } 0. K$$

A点より合力作用位置までの距離(d)及び偏心距離(e)の計算

$$d = (V_x - H_y) / V = (268.23 - 107.10) / 215.97 = 0.746 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 2.700 / 2 - 0.746 = 0.604 \text{ m} < B / 2 = 1.350 \text{ m ----- } 0. K$$

滑動に対する安全率(f)の計算

$$f = (V * \tan \phi_b) / H = (215.97 * 0.45) / 81.53 = 1.192 > 1.0 \text{ ----- } 0. K$$

地盤反力度の計算 $B/6 < e < B/3$ より三角形分布

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= (2*V) / (3*d) \\ &= (2 * 215.97) / (3 * 0.746) \\ &= 193.00 < Q_a = 450 \text{ KN/m}^2 \text{ ----- } 0. K \end{aligned}$$

6) 部材計算

常時と同様に計算する

(3) 大地震時 (常時土圧+慣性力)

1) 作用力の集計

種 類	No	重量及び外力の計算	V (KN)	x (m)	V x (KN*m)	H (KN)	y (m)	H y (KN*m)
コンクリート	①	0.300*3.150*24.00	22.68	0.150	3.40	5.67	1.925	10.91
	②	2.700*0.350*24.00	22.68	1.350	30.62	5.67	0.175	0.99
土 砂	③	2.400*3.150*17.00	128.52	1.500	192.78	32.13	1.925	61.85
土 圧	④		8.23	0.300	2.47	37.28	1.167	43.51
上載荷重による土圧	⑤		2.77	0.300	0.83	12.53	1.750	21.93
上載荷重	⑥	2.400*10.00	24.00	1.500	36.00	-	-	-
合 計			208.88	-	266.10	93.28	-	139.19

2) 安定計算

転倒に対する安全率(f)の計算

$$f = V_x / H_y = 266.10 / 139.19 = 1.912 > 1.0 \text{ ----- } 0. K$$

A点より合力作用位置までの距離(d)及び偏心距離(e)の計算

$$d = (V_x - H_y) / V = (266.10 - 139.19) / 208.88 = 0.608 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 2.700 / 2 - 0.608 = 0.742 \text{ m} < B / 2 = 1.350 \text{ m ----- } 0. K$$

滑動に対する安全率(f)の計算

$$f = (V * \tan \phi_b) / H = (208.88 * 0.45) / 93.28 = 1.008 > 1.0 \text{ ----- } 0. K$$

地盤反力度の計算 $B/6 < e < B/3$ より三角形分布

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= (2*V) / (3*d) \\ &= (2 * 208.88) / (3 * 0.608) \\ &= 229.04 < Q_a = 450 \text{ KN/m}^2 \text{ ----- } 0. K \end{aligned}$$

3) 部材計算

常時と同様に計算する

(4) 中地震時

大地震時と同様に部材計算する

3. その他検討ケース

常時、地震時において、上載荷重が無いなどの不安定となる状態が予想される場合は、最も不利な条件においても照査すること。

4. 擁壁の安定計算結果一覧表

荷重状態	作用力 (KN, KN*m)	転 倒		滑 動	地盤反力度 (KN/m ²)
		安全率	偏心量(m)		
常時 常時土圧 上載荷重 有	V = 208.88 H = 50.81	f = 3.799 > 1.5 0. K	e = 0.411 < 0.450 0. K	f = 1.850 > 1.5 0. K	Q = 148.02 Q = 6.70 < Q _a = 150 0. K
常時 常時土圧 上載荷重 無	V = 182.11 H = 38.28	f = 4.766 > 1.5 0. K	e = 0.355 < 0.450 0. K	f = 2.141 > 1.5 0. K	Q = 120.66 Q = 14.24 < Q _a = 150 0. K
大地震時 常時土圧+慣性力 上載荷重 有	V = 208.88 H = 93.28	f = 1.912 > 1.0 0. K	e = 0.742 < 1.350 0. K	f = 1.008 > 1.0 0. K	Q = 229.04 1.824 < Q _a = 450 0. K
大地震時 常時土圧+慣性力 上載荷重 無	V = 182.11 H = 80.75	f = 1.955 > 1.0 0. K	e = 0.735 < 1.350 0. K	f = 1.015 > 1.0 0. K	Q = 197.41 1.845 < Q _a = 450 0. K
大地震時 地震時土圧 上載荷重 有	V = 215.97 H = 81.53	f = 2.504 > 1.0 0. K	e = 0.604 < 1.350 0. K	f = 1.192 > 1.0 0. K	Q = 193.00 2.238 < Q _a = 450 0. K
大地震時 地震時土圧 上載荷重 無	V = 187.42 H = 61.02	f = 3.242 > 1.0 0. K	e = 0.498 < 1.350 0. K	f = 1.382 > 1.0 0. K	Q = 146.65 2.556 < Q _a = 450 0. K

5. 堅壁の応力度計算結果一覧表

	常時		中地震時		大地震時	
	常時土圧		常時土圧 +慣性力		常時土圧 +慣性力	
	上載荷重有		上載荷重有		上載荷重有	
軸力 (KN)	31.83		31.83		31.83	37.74
せん断力 (KN)	42.47		46.01		47.14	67.88
曲げモーメント (KN*m)	53.72		56.62		58.40	80.96
部材幅 B (cm)	100.00		100.00		100.00	100.00
部材高 H (cm)	30.00		30.00		30.00	30.00
有効高 d (cm)	23.00		23.00		23.00	23.00
引張鉄筋 A _s (cm ²)	15.888		15.888		15.888	15.888
鉄筋径 D (mm)	16		16		16	16
配筋ピッチ (mm)	125		125		125	125
ヤング係数比 n	15		15		15	15
中立軸 x (cm)	8.355		8.355		8.355	8.355
σ _c (N/mm ²)	6.37	0. K	6.70	0. K	6.92	9.59
σ _s (N/mm ²)	167.2	0. K	176.3	0. K	181.8	252.1
τ (N/mm ²)	0.210	0. K	0.228	0. K	0.233	0.336
σ _{ca} (N/mm ²)	7		14		21	21
σ _{sa} (N/mm ²)	195		295		295	295
τ _a (N/mm ²)	0.7		1.4		2.1	2.1

6. 底版の応力度計算結果一覧表

	常 時		中地震時			
	常時土圧	常時土圧	常時土圧 +慣性力	常時土圧 +慣性力	地震時土圧	
	上載荷重有	上載荷重無	上載荷重有	上載荷重無	上載荷重有	
せん断力 (KN)	15.01	7.64	30.02	21.80	22.22	
曲げモーメント (KN*m)	53.72	35.95	56.62	38.85	72.68	
部材幅 B (cm)	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	
部材高 H (cm)	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	
有効高 d (cm)	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	
引張鉄筋 A_s (cm ²)	15.888	15.888	15.888	15.888	15.888	
鉄筋径 D (mm)	16	16	16	16	16	
配筋ピッチ (mm)	125	125	125	125	125	
ヤング係数比 n	15	15	15	15	15	
中立軸 x (cm)	9.001	9.001	9.001	9.001	9.001	
σ_c (N/mm ²)	5.19 0. K	3.47 0. K	5.47 0. K	3.75 0. K	7.02 0. K	
σ_s (N/mm ²)	147.0 0. K	98.4 0. K	154.9 0. K	106.3 0. K	198.9 0. K	
τ (N/mm ²)	0.065 0. K	0.330 0. K	0.130 0. K	0.095 0. K	0.097 0. K	
σ_{ca} (N/mm ²)	7	7	14	14	14	
σ_{sa} (N/mm ²)	195	195	295	295	295	
τ_a (N/mm ²)	0.7	0.7	1.4	1.4	1.4	

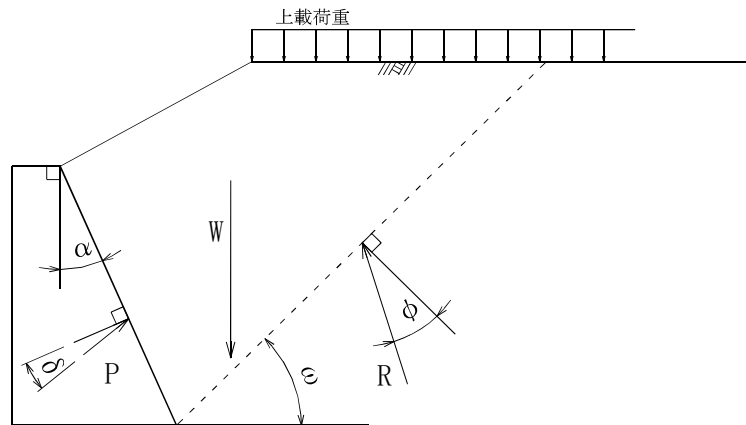
	中地震時	大地震時			
	地震時土圧	常時土圧 +慣性力	常時土圧 +慣性力	地震時土圧	地震時土圧
	上載荷重無	上載荷重有	上載荷重無	上載荷重有	上載荷重無
せん断力 (KN)	11.740	36.010	27.640	25.790	13.630
曲げモーメント (KN*m)	46.580	58.400	40.630	80.960	51.890
部材幅 B (cm)	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部材高 H (cm)	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00
有効高 d (cm)	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00
引張鉄筋 A_s (cm ²)	15.888	15.888	15.888	15.888	15.888
鉄筋径 D (mm)	16	16	16	16	16
配筋ピッチ (mm)	125	125	125	125	125
ヤング係数比 n	15	15	15	15	15
中立軸 x (cm)	9.001	9.001	9.001	9.001	9.001
σ_c (N/mm ²)	4.50 0. K	5.64 0. K	3.93 0. K	7.82 0. K	5.01 0. K
σ_s (N/mm ²)	127.5 0. K	159.8 0. K	111.2 0. K	221.6 0. K	142.0 0. K
τ (N/mm ²)	0.051 0. K	0.156 0. K	0.120 0. K	0.112 0. K	0.059 0. K
σ_{ca} (N/mm ²)	14	21	21	21	21
σ_{sa} (N/mm ²)	295	295	295	295	295
τ_a (N/mm ²)	1.4	1.4	2.1	2.1	2.1

参考 2. 擁壁背面に斜面がある場合の対応について

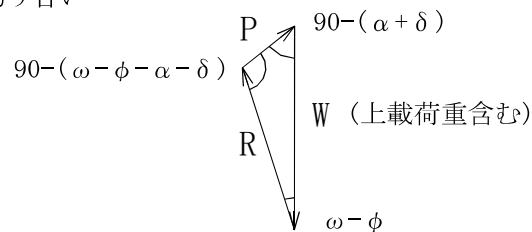
1. 試行くさび法により力の釣り合い条件から土圧の最大値を算出する場合。

試行くさび法は擁壁全体が滑動する際に一体とみなせる土くさび部分（すべり面）を仮定し、上載荷重を含んだ土くさび重量 W 、すべり面における地盤からの反力 R 、擁壁に作用する土圧の反力 P が釣り合うという条件から未知の土圧合力 P の大きさを求める。

常時



土くさびの力の釣り合い



ここに R : すべり面における地盤からの反力（方向既知、大きさ未知）

W : 土くさび重量（方向既知、大きさ既知）

P : 土圧の反力（方向既知、大きさ未知）

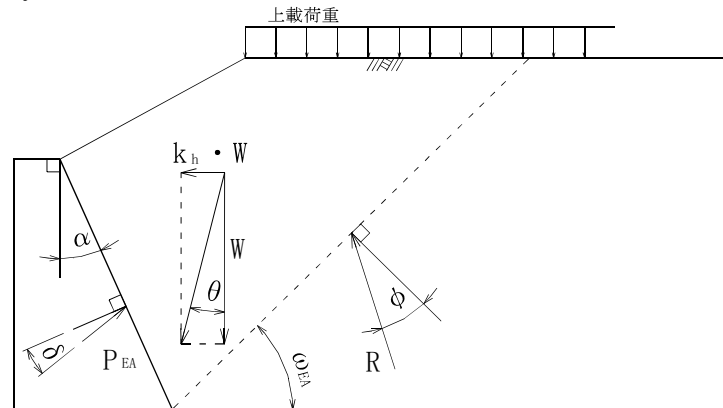
上記関係により下記式が成り立つ

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

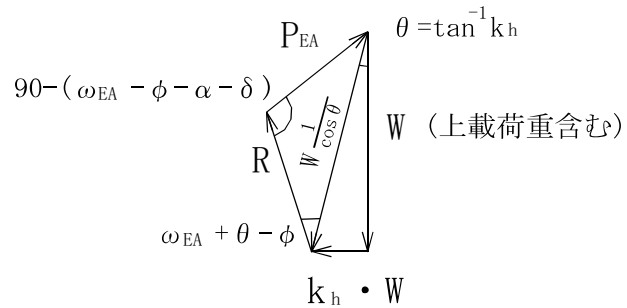
力の釣り合い条件により P はすべり面が水平面に対してなす角度 ω の関数として与えられる。したがって ω を変化させたときの最大の P が設計時に考慮すべき主動土圧 P_A である。

地震時

地震時においては土くさびの重心に慣性力 ($=k_h \cdot W$) が作用すると考え、連力図及び主働土圧は下記のとおりとなる。



土くさびの力の釣り合い



ここに P_{EA} : 地震時の主働土圧
 ω_{EA} : 地震時の主働土圧主働すべり角
 δ : 壁面摩擦角
 θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} k_h$
 k_h : 設計水平震度

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega_{EA} - \phi + \theta)}{\cos(\omega_{EA} - \phi - \alpha - \delta) \cdot \cos \theta}$$

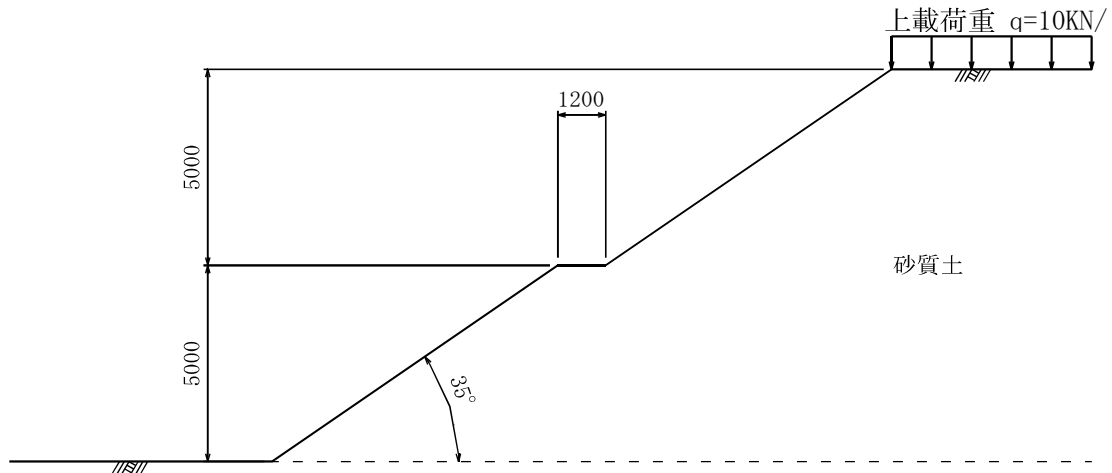
参考 3. 斜面の安定計算例

1. 計算モデル

地質は砂質系の地山において切土（切土高さ10m）を行った場合を想定する。

地下水位は考慮しない。

上載荷重は10KN/m²を考慮する。



2. 土質定数

土質定数は、三軸圧縮試験（CD：圧密排水試験）結果により下記定数が得られたとして計算を行う。

土質	単位体積重量 γ_t (KN/m ³)	三軸圧縮試験結果（CD）	
		粘着力 C_d (KN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_d (度)
砂質土	1.7	10.0	30

3. 計算式

安全率の計算は簡便分割法による全応力解析とする。

常時

$$F_s = \frac{\sum \{C \cdot l + (W \cos \alpha - ul) \cdot \tan \phi\}}{\sum W \sin \alpha}$$

地震時

$$F_s = \frac{\sum \{C \cdot l + (W \cos \alpha - k_h W \sin \alpha - ul) \cdot \tan \phi\}}{\sum (W \sin \alpha + k_h W y_G / r)}$$

ここに、 F_s : 安全率
 W : 各分割片の単位長さ重量 (KN/m)
: 各分割片のすべり面の中点とすべり面を円弧とする円の中心とを結ぶ直線が
 α : 鉛直線となす角度 (°)
 l : 各分割片のすべり面の長さ (m)
 ϕ : 各分割片のすべり面の内部摩擦角 (°)
 C : 地山の粘着力 (KN/m²)
 k_h : 設計水平震度（大地震時0.25）
 y_G : 各分割片の重心と円弧の中心の鉛直距離 (m)
 u : 各分割片のすべり面での水圧 (KN/m²)

4. 必要安全率

必要安全率は 常時：1.5，地震時：1.0 とする。

5. 計算条件

切土斜面下端の座標をX=0,Y=0とし、円弧すべり面の中心座標及び変形を下表の範囲として計算する。

すべり面中心座標

X座標 : -5.000 ~ 10.000 (m) 6分割

Y座標 : 10.000 ~ 25.000 (m) 6分割

2次メッシュの計算を行う。

すべり面の半径

最大半径 : 40.000 (m)

最大半径 : 5.000 (m)

変化量 : 0.500 (m)

6. 計算結果一覧表

常時

円弧の中心点(m)		円弧の半径 (m)	滑動力 (KN)	滑動抵抗力 (KN)	安全率	備考
X座標	Y座標					
2.500	16.250	16.500	474.4	743.4	1.567	最小安全率
-2.500	10.000	15.000	428.3	1325.4	3.095	
0.000	10.000	10.000	105.8	216.2	2.043	
2.500	10.000	10.500	266.9	489.3	1.833	
5.000	10.000	11.500	526.3	912.3	1.733	
7.500	10.000	9.500	381.5	705.2	1.848	
10.000	10.000	6.500	182.9	362.0	1.979	
-5.000	12.500	22.000	923.8	3227.6	3.494	
-2.500	12.500	17.000	499.3	1366.7	2.737	
0.000	12.500	12.500	150.4	297.7	1.979	
2.500	12.500	13.500	434.9	739.8	1.701	
5.000	12.500	13.000	514.3	847.5	1.648	
7.500	12.500	10.500	316.3	559.2	1.768	
10.000	12.500	7.500	134.2	246.1	1.834	
-5.000	15.000	22.500	822.4	2596.7	3.157	
-2.500	15.000	15.000	74.3	177.3	2.386	
0.000	15.000	15.000	213.2	391.9	1.838	
2.500	15.000	15.500	469.4	747.5	1.592	
5.000	15.000	14.500	463.7	760.8	1.641	
7.500	15.000	12.500	321.8	572.1	1.778	
10.000	15.000	10.000	166.2	315.1	1.895	
-5.000	17.500	18.000	46.0	129.7	2.817	
-2.500	17.500	17.500	115.6	255.5	2.210	
0.000	17.500	17.500	295.1	496.5	1.683	
2.500	17.500	17.500	473.3	742.4	1.569	1次メッシュ最小
5.000	17.500	16.500	456.0	764.1	1.676	
7.500	17.500	14.500	307.6	566.9	1.843	
10.000	17.500	12.500	185.5	376.5	2.030	
-5.000	20.000	20.500	76.8	195.2	2.543	
-2.500	20.000	20.000	174.9	346.0	1.978	
0.000	20.000	20.000	376.9	595.4	1.580	
2.500	20.000	20.000	532.8	851.2	1.598	
5.000	20.000	18.500	433.3	752.1	1.736	
7.500	20.000	17.000	333.8	645.3	1.933	
10.000	20.000	15.000	198.3	431.9	2.178	
-5.000	22.500	23.000	126.0	281.2	2.233	
-2.500	22.500	22.500	252.3	439.6	1.742	

0.000	22.500	22.500	440.6	693.0	1.573	
2.500	22.500	22.500	579.1	955.1	1.649	
5.000	22.500	21.000	464.9	840.6	1.808	
7.500	22.500	20.000	408.1	828.9	2.031	
10.000	22.500	17.500	207.5	482.7	2.327	
-5.000	25.000	27.000	446.1	1037.1	2.325	
-2.500	25.000	25.000	322.1	527.4	1.637	
0.000	25.000	25.000	491.5	787.5	1.602	
2.500	25.000	25.000	616.2	1053.9	1.710	
5.000	25.000	24.000	556.6	1049.7	1.886	
7.500	25.000	23.000	482.3	1025.7	2.127	
10.000	25.000	23.500	560.3	1376.8	2.457	
1.250	16.250	16.500	388.5	631.2	1.625	2次メッシュ
2.500	16.250	16.500	474.4	743.4	1.567	2次メッシュ最小
3.750	16.250	16.500	543.4	866.6	1.595	2次メッシュ
1.250	17.500	17.500	392.1	617.9	1.576	2次メッシュ
2.500	17.500	17.500	473.3	742.4	1.569	2次メッシュ
3.750	17.500	17.500	539.0	868.3	1.611	2次メッシュ
1.250	18.750	18.500	390.4	617.1	1.581	2次メッシュ
2.500	18.750	18.500	467.6	741.0	1.585	2次メッシュ
3.750	18.750	18.500	530.3	866.1	1.633	2次メッシュ

安全率一覧表：1次メッシュ

Y\X	-5.000	-2.500	0.000	2.500	5.000	7.500	10.000
25.000	2.325	1.637	1.602	1.710	1.886	2.127	2.457
22.500	2.233	1.742	1.573	1.649	1.808	2.031	2.327
20.000	2.543	1.978	1.580	1.598	1.736	1.933	2.178
17.500	2.817	2.210	1.683	1.569	1.676	1.843	2.030
15.000	3.157	2.386	1.838	1.592	1.641	1.778	1.895
12.500	3.494	2.737	1.979	1.701	1.648	1.768	1.834
10.000	3.911	3.095	2.043	1.833	1.734	1.848	1.979

安全率一覧表：2次メッシュ

Y\X	1.250	2.500	3.750
18.750	1.581	1.585	1.633
17.500	1.576	1.569	1.611
16.250	1.625	1.567	1.595

地震時 常時と同様に計算する。

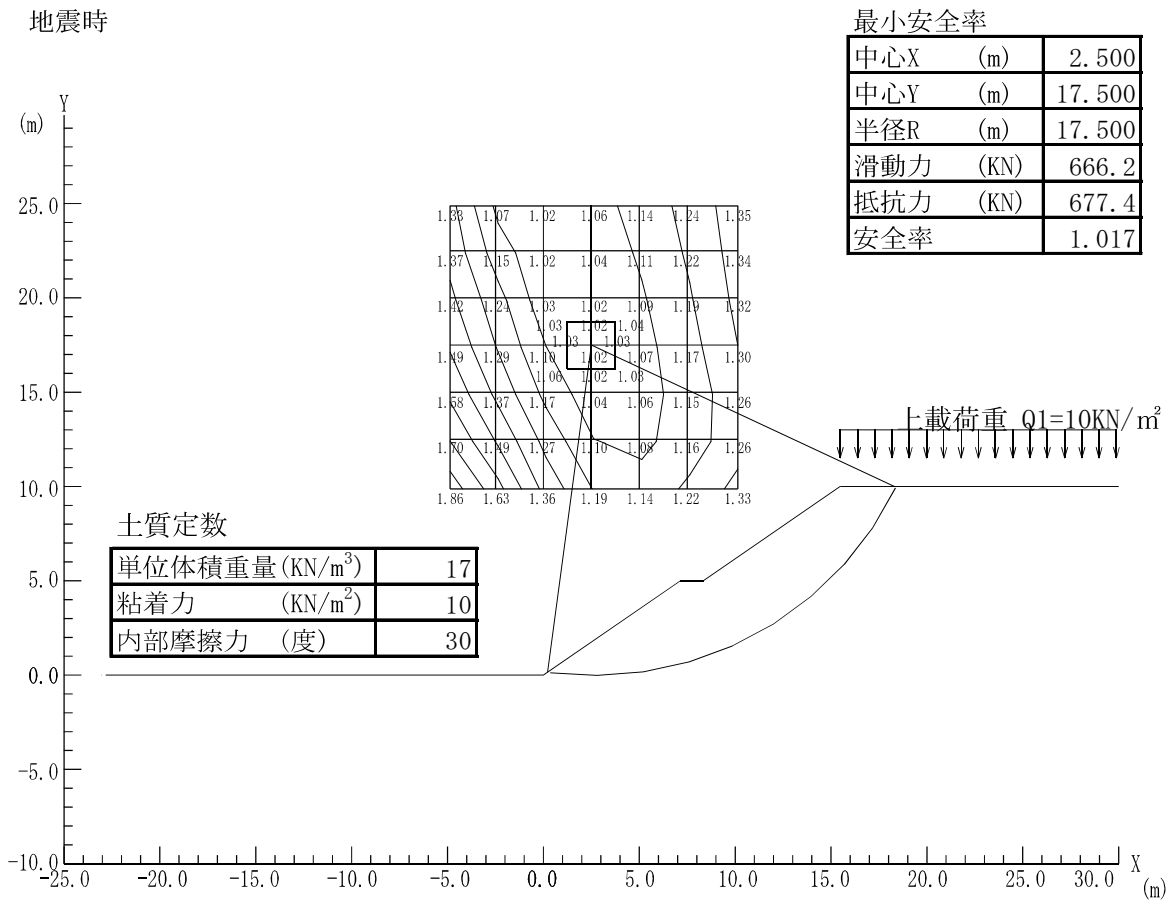
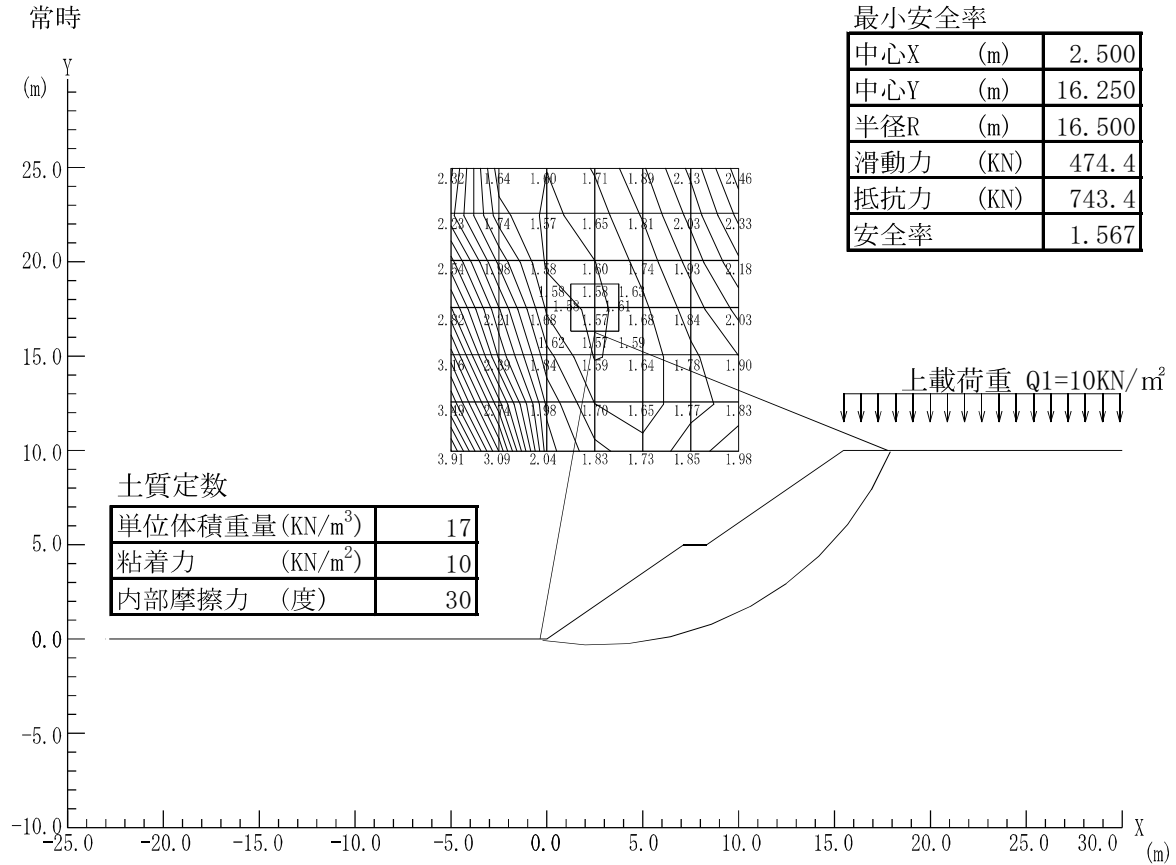
安全率一覧表：1次メッシュ

Y\X	-5.000	-2.500	0.000	2.500	5.000	7.500	10.000
25.000	1.332	1.072	1.024	1.063	1.138	1.238	1.354
22.500	1.370	1.148	1.017	1.041	1.114	1.216	1.341
20.000	1.422	1.235	1.031	1.023	1.090	1.191	1.324
17.500	1.490	1.292	1.101	1.017	1.070	1.166	1.299
15.000	1.581	1.374	1.173	1.039	1.060	1.148	1.258
12.500	1.702	1.487	1.268	1.104	1.076	1.156	1.256
10.000	1.859	1.631	1.363	1.194	1.140	1.218	1.332

安全率一覧表：2次メッシュ

Y\X	1.250	2.500	3.750
18.750	1.030	1.019	1.040
17.500	1.029	1.017	1.034
16.250	1.062	1.019	1.029

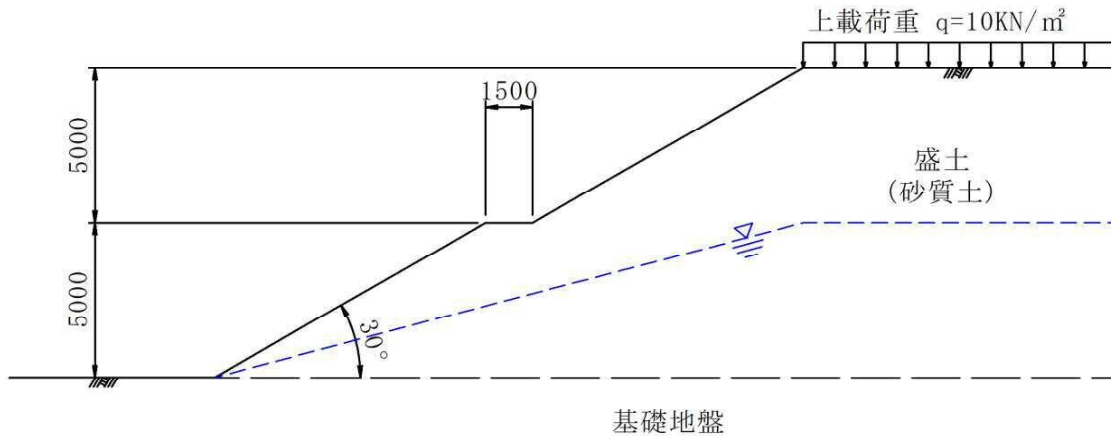
7. 円弧すべり形状図



参考４．斜面の安定計算例（盛土のり面の例）

１．計算モデル

砂質系の基礎地盤において盛土（盛土高さ10m）を行った場合を想定する。
 地下水位は盛土高の2分の1を想定する。
 上載荷重は10KN/m²を考慮する。



２．土質定数

土質定数は、三軸圧縮試験（CU：圧密非排水試験）結果により下記定数が得られたとして計算を行う。

地層	土質	単位体積重量 γ_t (KN/m ³)	三軸圧縮試験結果（CU）	
			粘着力 C_{cu} (KN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{cu} (度)
盛土	砂質土	17	15.0	30
基礎地盤	砂質土	19	30.0	30

３．計算式

安全率の計算は修正フェレニウス式による全応力解析とする。

常時

$$F_s = \frac{\sum \{C \cdot l + (W - U_s \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \sin \alpha}$$

地震時

$$F_s = \frac{\sum [C \cdot l + \{ (W - U_s \cdot b) \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha \} \tan \phi]}{\sum (W \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot \gamma_G / r)}$$

ここに、
 F_s : 安全率
 W : 各分割片の単位長さ重量 (KN/m)
 α : 各分割片の滑り面の中心と滑り面を円弧とする円の中心とを結ぶ直線が鉛直線となす角度 (°)
 l : 各分割片の滑り面の長さ (m)
 b : 各分割片の幅 (m)
 ϕ : 盛土の内部摩擦角 (°)
 C : 盛土の粘着力 (KN/m²)
 k_h : 設計水平震度（大地震時0.25）
 γ_G : 各分割片の滑り面を円弧とする円の中心と各分割片の重心との鉛直距離 (m)
 U_s : 常時の地下水の静水圧時における間げき水圧 (KN/m²)
 r : 滑り面の半径 (m)
 b : スライスの幅 (m)

４．必要安全率

必要安全率は 常時：1.5，地震時：1.0 とする。

5. 計算条件

盛土斜面下端の座標を $X=0$, $Y=0$ とし、円弧すべり面の中心座標及び変形を下表の範囲として計算する。

すべり面中心座標

常時	X座標	: 2.000 ~ 10.000	(m)	8 分割
	Y座標	: 15.000 ~ 23.000	(m)	8 分割
地震時	X座標	: 2.000 ~ 10.000	(m)	8 分割
	Y座標	: 17.000 ~ 25.000	(m)	8 分割

すべり面の半径

最大半径 : 10.000 (m)
最大半径 : -10.000 (m)
変化量 : 0.500 (m)

6. 計算結果一覽表

當時

安全率一覽表

[illegible]

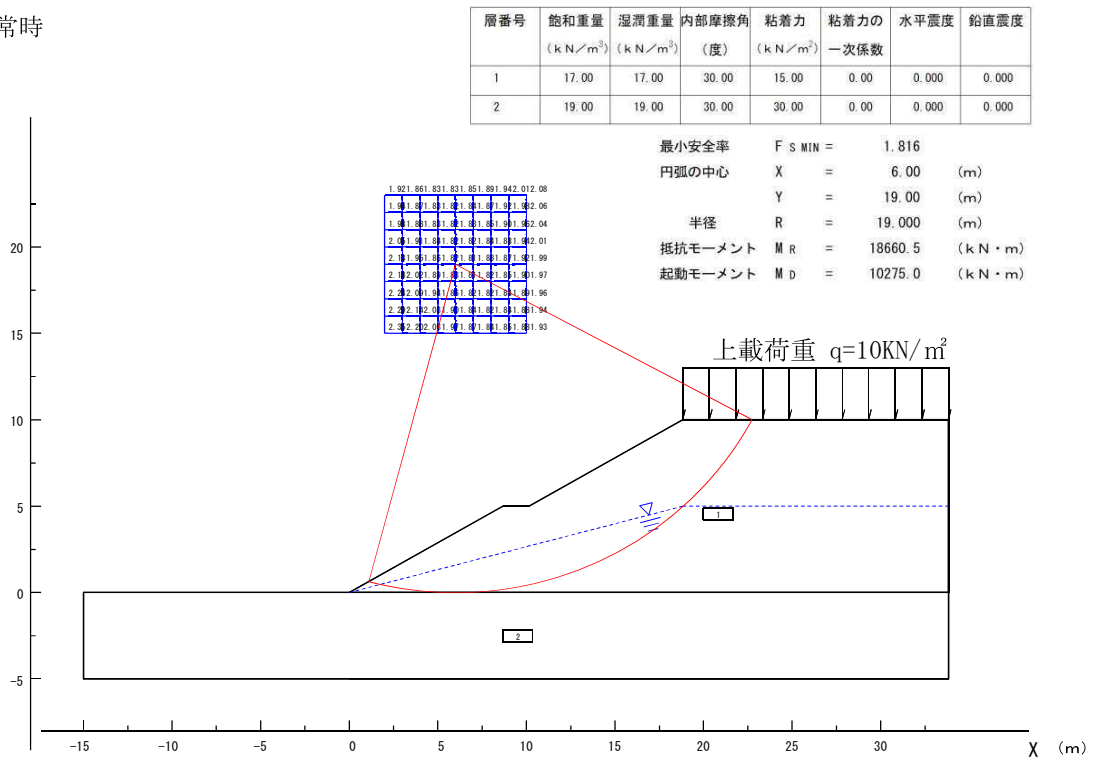
地震時 常時と同様に計算する。

安全率一覽表

[illegible]

7. 円弧すべり形状図

常時



地震時

