

重力式擁壁安定計算書

重力式擁壁GW100型

※注意

本計算書は、計算過程に於いて四捨五入等の丸目処理を行っていない為、出力された値で計算を行った場合、計算誤差が生じます。

§1. 計算条件

1) 形状

天端幅 : A	0.400	m
擁壁高 : H	5.000	m
底盤幅 : B	3.250	m
擁壁前面勾配 : n	1:0.300	
擁壁背面勾配 : m	1:0.270	
盛土高 : H_0	5.000	m
盛土面勾配	1:2.000	

2) 裏込め土

土質名称	礫質土	
単位体積重量 : γ	20.000	kN/m ³
せん断抵抗角 : φ	35.000	°
粘着力 : c	0.000	kN/m ²

3) 支持地盤

土質名称	密な砂質土	
許容支持力 : q_a	300.000	kN/m ²
摩擦係数 : μ	0.600	
付着力 : C_b	0.000	kN/m ²

4) コンクリート

単位体積重量 : γ_c	23.000	kN/m ³
設計基準強度 : σ_{ck}	18	N/mm ²

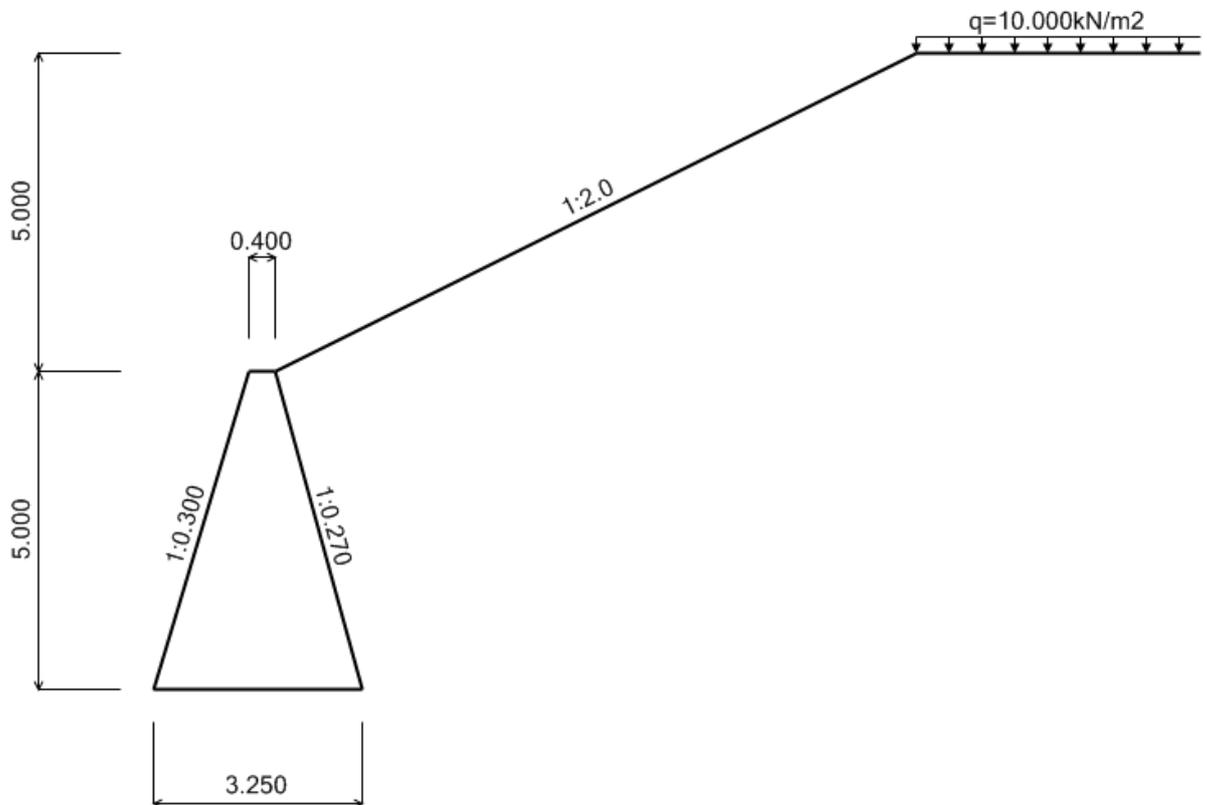
5) 載荷重

上載荷重 : q	10.000	kN/m ²
----------	--------	-------------------

6) 地震荷重

地震規模	考慮しない
地盤種別	I種
地域区分	A地域
設計水平震度:kh	0.00

7) 形状



8) 参考文献

- 平成11年3月 道路土工擁壁工指針 日本道路協会 【擁壁の安定性の照査】
- 平成24年7月 道路土工擁壁工指針 日本道路協会 【部材の安全性の照査】
- 擁壁の設計法と計算例 理工図書(右城 猛 著)

§2. 荷重計算

1) 自重

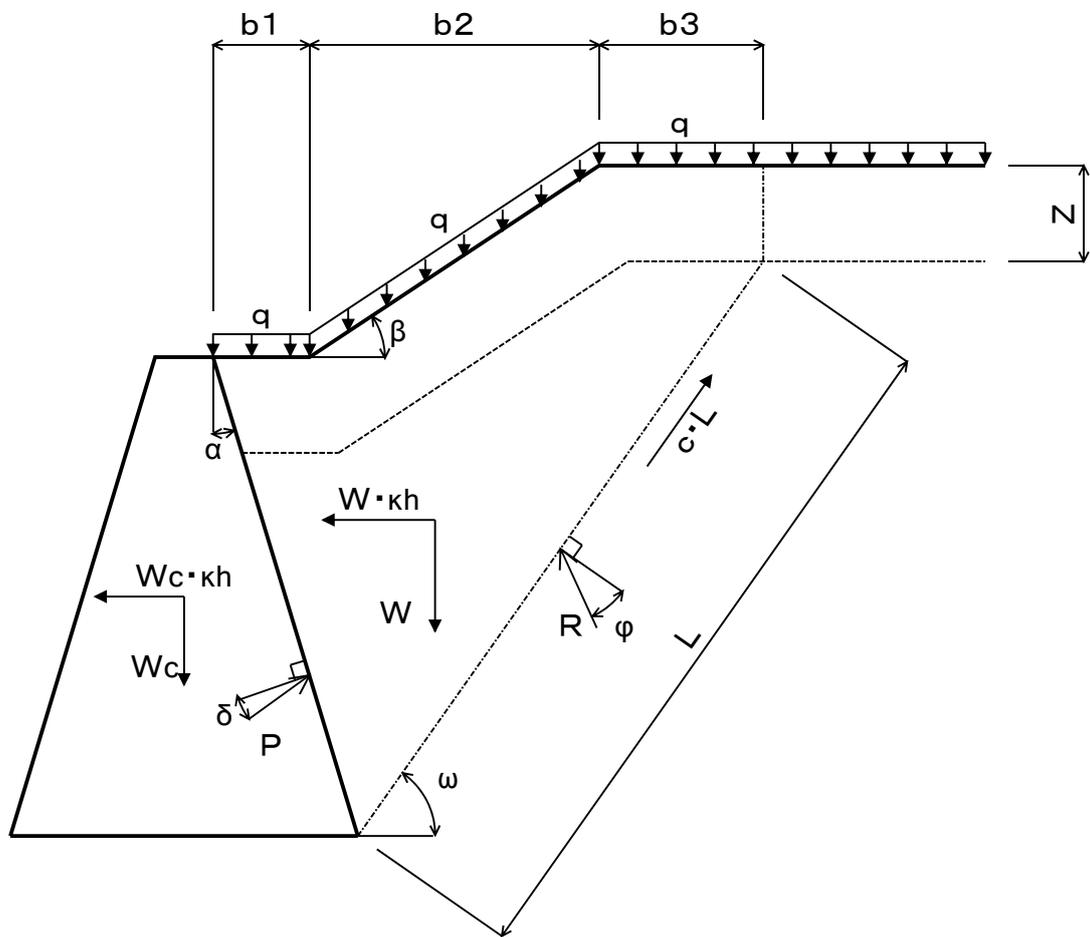
$$\begin{aligned}\text{重量 : } W_c &= \frac{H}{2} (A+B) \cdot \gamma_c \\ &= \frac{5.000}{2} \times (0.400 + 3.250) \times 23.000 \\ &= 209.875 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{慣性力 : } H_c &= W_c \times kh \\ &= 209.875 \times 0.00 \\ &= 0.000 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{重心 : } X_c &= \frac{B}{2} + \frac{H}{6} \cdot \frac{2A+B}{A+B} \cdot (n-m) \\ &= \frac{3.250}{2} + \frac{5.000}{6} \times \frac{2 \times 0.400 + 3.250}{0.400 + 3.250} \times (0.300 - 0.270) \\ &= 1.653 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{重心 : } Y_c &= \frac{H}{3} \cdot \frac{2A+B}{A+B} \\ &= \frac{5.000}{3} \times \frac{2 \times 0.400 + 3.250}{0.400 + 3.250} \\ &= 1.849 \text{ m}\end{aligned}$$

2) 土圧



$$P = \frac{W \cdot \sec\theta \cdot \sin(\omega - \varphi + \theta) - c \cdot L \cdot \cos\varphi}{\cos(\omega - \varphi - \alpha - \delta)}$$

ここに、

P: 土圧合力 (kN/m)

W: 土のくさび重量(上載荷重を含む) (kN/m)

θ : 地震時合成角 $\theta^\circ = \tan^{-1}kh$

$$\theta = \tan^{-1}(0.00)$$

$$= 0.000^\circ$$

ω : 仮定したすべり面と水平面のなす角 (°)

φ : せん断抵抗角 (°)

c: 裏込め土の粘着力 (kN/m²)

L: 主働すべり面長 (m)

α : 壁面の傾斜角 (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \varphi$$

$$= \frac{2}{3} \times 35.000$$

$$= 23.333^\circ$$

Z: 粘着高 (m)

$$Z = \frac{2c}{\gamma} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$= \frac{2 \times 0.000}{20.000} \times \tan\left(45 + \frac{35.000}{2}\right)$$

$$= 0.000\text{m}$$

土圧計算結果表

ω°	b1(m)	b2(m)	b3(m)	L(m)	W(kN/m)	P(kN/m)
42	0.000	10.000	2.456	14.945	837.674	119.657
43	0.000	10.000	2.074	14.663	795.606	128.433
44	0.000	10.000	1.705	14.396	755.083	135.640
45	0.000	10.000	1.350	14.142	716.000	141.400
46	0.000	10.000	1.007	13.902	678.258	145.828
47	0.000	10.000	0.675	13.673	641.767	149.022
48	0.000	10.000	0.354	13.456	606.444	151.072
49	0.000	10.000	0.043	13.250	572.216	152.060
50	0.000	9.554	0.000	12.763	542.178	152.951
51	0.000	9.072	0.000	12.271	514.846	153.540
52	0.000	8.626	0.000	11.818	489.536	153.770
53	0.000	8.212	0.000	11.402	466.019	153.687
54	0.000	7.825	0.000	11.017	444.096	153.327
55	0.000	7.464	0.000	10.660	423.601	152.724
56	0.000	7.126	0.000	10.329	404.385	151.904
57	0.000	6.807	0.000	10.020	386.322	150.890
58	0.000	6.508	0.000	9.733	369.302	149.703
59	0.000	6.224	0.000	9.464	353.227	148.359
60	0.000	5.956	0.000	9.212	338.011	146.874
61	0.000	5.702	0.000	8.976	323.579	145.260

最大合力時のすべり角： $\omega_a = 52^\circ$

土圧合力の最大値： $P_{amax} = 153.770 \text{ kN/m}$

主働土圧の鉛直成分： $P_{av} = Pa \cdot \sin(\alpha + \delta)$
 $= 153.770 \times \sin(15.110 + 23.333)$
 $= 95.604 \text{ kN/m}$

主働土圧の水平成分： $P_{ah} = Pa \cdot \cos(\alpha + \delta)$
 $= 153.770 \times \cos(15.110 + 23.333)$
 $= 120.437 \text{ kN/m}$

土圧の作用位置

$$Y_a = \frac{H}{3}$$
$$= \frac{5.000}{3}$$

$$= 1.667\text{m}$$

$$X_a = B - \text{背面勾配} \times Y_a$$
$$= 3.250 - 0.270 \times 1.667$$
$$= 2.800\text{m}$$

§3. 擁壁の安定性の照査

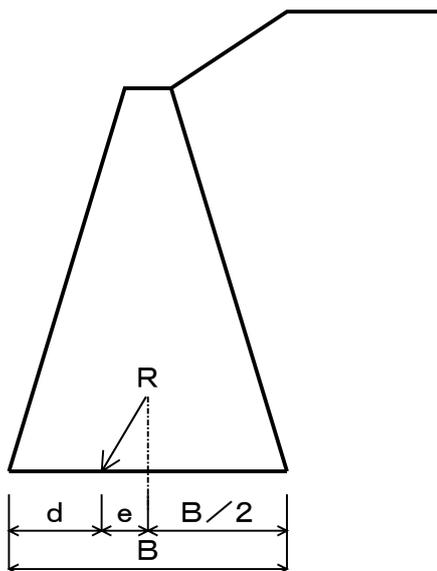
1) 荷重の集計

荷重集計表

種別	V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	V・x (kN・m/m)	H・y (kN・m/m)
自重	209.875	0.000	1.653	1.849	346.869	0.000
土圧	95.604	120.437	2.800	1.667	267.692	200.728
Σ	305.479	120.437			614.560	200.728

$$\begin{aligned}
 \text{合力の作用位置 : } d &= \frac{\Sigma(V \cdot x) - \Sigma(H \cdot y)}{\Sigma V} \\
 &= \frac{(614.560 - 200.728)}{305.479} \\
 &= 1.355\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{荷重の偏心量 : } e &= \frac{B}{2} - d \\
 &= \frac{3.250}{2} - 1.355 \\
 &= 0.270\text{m}
 \end{aligned}$$



2) 転倒に対する安定性の照査

$$\text{偏心量: } e \leq \frac{B}{6} \dots \text{OK}$$

$$0.270\text{m} \leq \frac{3.250}{6} = 0.542\text{m} \dots \text{OK}$$

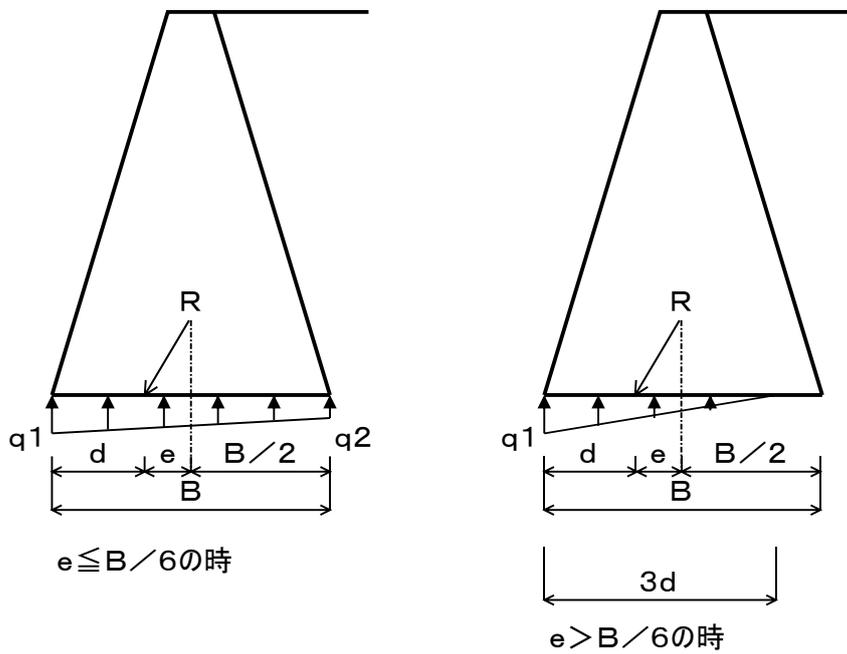
3) 滑動に対する安定性の照査

$$\text{滑動安全率: } F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + Cb \cdot B}{\Sigma H} \geq 1.5 \dots \text{OK}$$

$$= \frac{305.479 \times 0.600 + 0.000 \times 3.250}{120.437}$$

$$= 1.522 \geq 1.5 \dots \text{OK}$$

4) 支持力に対する安定性の照査



$$\begin{aligned}
 q1 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) \\
 &= \frac{305.479}{3.250} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.270}{3.250}\right) \\
 &= 140.846 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

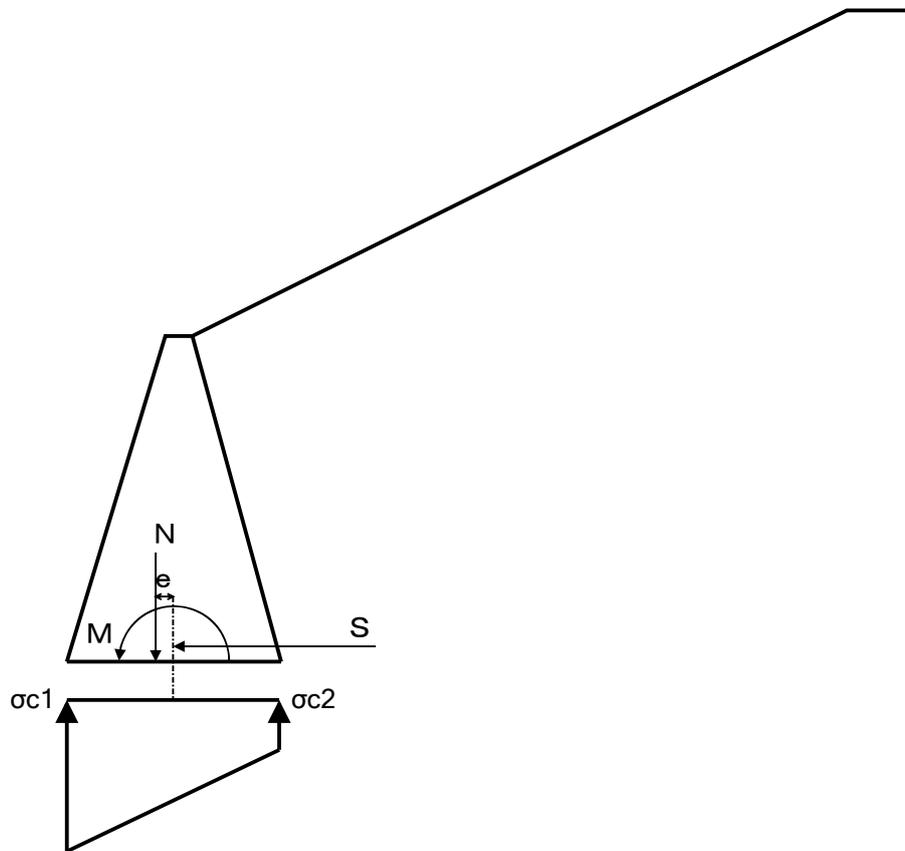
$$\begin{aligned}
 q2 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) \\
 &= \frac{305.479}{3.250} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.270}{3.250}\right) \\
 &= 47.141 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$q1 = 140.846 \text{ kN/m}^2 \leq \text{許容支持力} : q_a = 300.000 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$

$q2 = 47.141 \text{ kN/m}^2 \leq \text{許容支持力} : q_a = 300.000 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$

§4. 部材の安全性の照査

1) 無筋コンクリート断面の縁応力度に対する安全性の照査



$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W}$$

ここに、

σ_c : コンクリート断面の縁応力度 (N/mm²)

N : 軸方向力 (kN)

A : コンクリート全断面積 (mm²)

e : コンクリート断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数 (mm³)

$$\begin{aligned} A &= 1,000 \times 3,250 \\ &= 3,250,000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= \frac{1,000 \times 3,250^2}{6} \\ &= 1,760,416,667 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

荷重集計表

種別	V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	V·x (kN·m/m)	H·y (kN·m/m)
自重	209.875	0.000	0.028	1.849	5.822	0.000
土圧	95.604	120.437	1.175	1.667	112.335	200.728
Σ	305.479	120.437			118.157	200.728

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{\Sigma(H \cdot y - V \cdot x)}{\Sigma V} \times 1,000 \\
 &= \frac{200.728 - 118.157}{305.479} \times 1,000 \\
 &= 270.3\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{305,479}{3,250,000} + \frac{305,479 \times 270.3}{1,760,416,667} \\
 &= 0.141\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

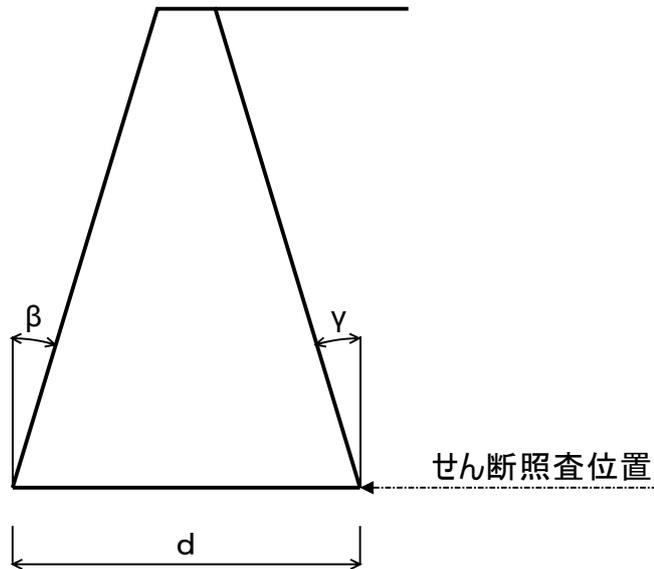
$$\begin{aligned}
 \sigma_2 &= \frac{305,479}{3,250,000} - \frac{305,479 \times 270.3}{1,760,416,667} \\
 &= 0.047\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{許容圧縮応力度} : \sigma_{ca} = \frac{\sigma_{ck}}{4} = \frac{18}{4} = 4.500 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_1 = 0.141 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$

$$\sigma_2 = 0.047 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$

2) 平均せん断応力度に対する安全性の照査



$$\tau_m = \frac{Sh}{b \cdot d}$$

ここに、 τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

Sh : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

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

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

b : 部材断面幅 (mm)

d : 部材断の有効高 (mm)

β : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 (°)

γ : 部材引張縁が部材軸方向となす角度 (°)

$$\begin{aligned} Sh &= 120,437 - \frac{82,571,584}{3,250} (\tan 73.301^\circ + \tan 74.890^\circ) \\ &= 105,955 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{105,955}{1,000 \times 3,250} \\ &= 0.033 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{許容せん断応力度: } \tau_a = \frac{\sigma_{ck}}{100} + 0.15 = \frac{18}{100} + 0.15 = 0.330 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_m = 0.033 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 0.330 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$