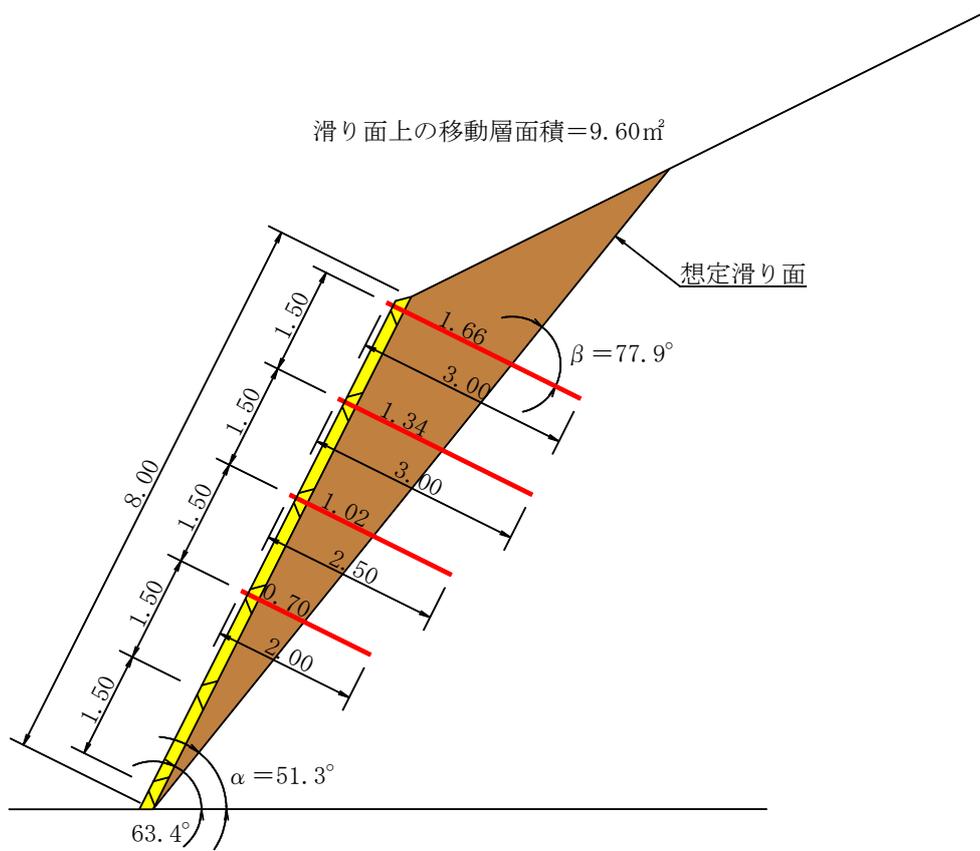
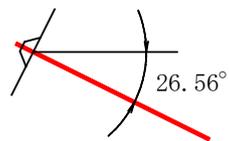


抑止工 設計計算例



補強材 設置角度



抑止工 補強鉄筋 設計荷重計算書

位置 測点	
----------	--

本計算書の計算手法は横断図上で不安定領域を決定し、不安定領域内で想定される崩壊に対し、補強鉄筋の設計引張り力から得られる抑止力「締め付け力 + 引止め力」によって、増加させる安全率分の抵抗力を補うものである。

検討に用いる横断面に対し設置本数(段数)と安定領域への定着長を決め、各補強材の許容引張り力から得られる抑止力の合計によって、必要抑止力を満足させるものである。

安定計算式、諸定数は

(社)日本道路協会「道路土工 切土工・斜面安定工指針」平成21年度版 P.296(9)地山補強土工を用いる。

安定計算式

現状の地山の状態

$$F = \frac{\Sigma c \cdot \ell + \Sigma (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi}{\Sigma W \cdot \sin \alpha}$$
$$= \frac{\text{抵抗力 (KN/m)}}{\text{崩壊力 (KN/m)}}$$

F = 現状の安全率

c = 地山の粘着力(KN/m²)

ℓ = 滑り面の長さ(m)

W = 滑り面上の上載荷重(KN/m)

u = 間隙水圧(KN/m²)

b = 間隙水圧を受ける幅(m)

α = 滑り角(度)

φ = せん断抵抗角(度)
(内部摩擦角)

補強後の地山の状態

$$F_{sp} = \frac{\Sigma c \cdot \ell + \Sigma (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi + Pr}{\Sigma W \cdot \sin \alpha}$$

F_{sp} = 計画案全率 (本設=1.2、仮設=1.05~1.10)

Pr = 補強鉄筋による抑止力

上式の分子末尾にあるPrが補強鉄筋の抑止力であり、上記2つの式よりPrが現状の安全率と計画安全率の差分を補うこととなり、

Pr = Σ W · sin α × (F_{sp} - F) の式が成立する。

1.必要抑止力 Pr の算出

$$Pr = \Sigma W \cdot \sin \alpha \times (F_{sp} - F)$$

ここに W=滑り面上の上載荷重

- W1=1スパン当りの地山の重量(KN)
- W2=1スパン当りの法枠の重量(KN)
- W3=1スパン当りの法枠中詰め重量(KN)

α = 滑り角	51.3	度	(F _{sp} : 本設=1.2、 仮設=1.05~1.10)
F _{sp} =計画安全率	1.20		
F=補強前安全率	1.00		

$$W1 = A(m^2) \times L(m) \times \gamma (KN/m^3) = W1(KN)$$

$$= 9.60 \times 1.5 \times 20 = 288.000$$

$$W2 = \{SL(m) + L2(m) \times n(\text{段})\} \times A2(m^2) \times \gamma 2(KN/m^3) = W2(KN)$$

$$= (8.00 + 1.20 \times 6) \times 0.0510 \times 23 = 17.830$$

$$W3 = \{SL(m) - w \times n(\text{段})\} \times L3(m) \times t(m) \times \gamma 3(KN/m^3) = W3(KN)$$

$$= (8.00 - 0.45 \times 6) \times 1.05 \times 0.05 \times 14 = 3.896$$

横断設定

検討に用いる法枠工	RT	Ⅲ型		
A=地山の崩壊面積	9.60	m ²	$\gamma 2$ =法枠の単位重量	23 KN/m ³
L=法枠スパン(縦・横)	1.5	m	w=法枠の底幅	0.45 m
γ = 地山の単位重量	20	KN/m ³	L3=枠内の横幅	1.05 m
SL=崩壊面上の縦枠長	8.00	m	t=中詰め厚さ	0.05 m
L2=1スパンの横枠長	1.20	m	$\gamma 3$ =中詰め材の単位重量	14 KN/m ³
n=崩壊面上の横枠段数	6	段		
A2=法枠断面積	0.0510	m ²		

設計定数の参考値(平成18年 のり枠工の設計施工指針 より)

γ = 地山の単位重量 (KN/m³)

$\gamma 3$ = 中詰め材の単位重量 (KN/m³)

ローム	14.0
粘性土	16.0~18.0
砂質土	17.0~19.0
礫質土	18.0~20.0
風化岩	18.0~22.0
軟岩	22.0~24.0
硬岩	24.0~26.0

1	モルタル	21
2	植生基材	14
3	客土	18

上載荷重の選択

1 法枠工を上載荷重に含む $W=W1+W2+W3$
 $W = 288.000 + 17.830 + 3.896 = 309.725$ KN/1スパン

2 法枠工を上載荷重に含まない $W=W1$
 $W = 288.000$ KN/1スパン

計算に用いる $W = 1 = 309.725$ KN/1スパン

$Pr = W \cdot \sin \alpha \times (F_{sp} - F)$
 $= 309.725 \times \sin 51.3 \text{ 度} \times (1.20 - 1.00) = 48.349$ KN/1スパン
 $\frac{0.7805}{0.8954}$

2.補強材の設定

*SD345 D 19

d	= 鋼材の直径	19	m
σ_{sa}	= 鋼材の許容引張り応力度	196	N/mm ²
A_s	= 鋼材の断面積	257.3	mm ²

補強材の規格 SD345

D	d	A_s	腐食1mm A_s
19	19	286.5	257.3
22	22	387.1	353.0
25	25	506.7	467.6

3.補強材長の設定

補強材 番号	補強材長	頭部余長		移動層長	定着長	設計 定着長 LT	予備長
		頭部処理	法枠高				
1 段目	3.00	0.10	0.17	1.66	1.07	1.00	0.07
2 段目	3.00	0.10	0.17	1.34	1.39	1.00	0.39
3 段目	2.50	0.10	0.17	1.02	1.21	1.00	0.21
4 段目	2.00	0.10	0.17	0.70	1.03	1.00	0.03
5 段目					0.00		0.00
6 段目					0.00		0.00
7 段目					0.00		0.00
8 段目					0.00		0.00
9 段目					0.00		0.00
10 段目					0.00		0.00
11 段目					0.00		0.00
12 段目					0.00		0.00
13 段目					0.00		0.00
14 段目					0.00		0.00
15 段目					0.00		0.00
16 段目					0.00		0.00
17 段目					0.00		0.00
18 段目					0.00		0.00
19 段目					0.00		0.00
20 段目					0.00		0.00

4.設計荷重 Td (KN/本)の算出 1 段目

$$T_d = T_{pa} \times \lambda$$

T_{pa}	= 許容引張り力 (KN/本)
λ	= 引張り力の低減係数 = 0.7

$$T_{pa} = \min \{t_{pa} : t_{ca} : t_{sa}\}$$

t_{pa} = 地山とグラウトの許容付着力

$$= (\tau \times \pi \times D) / K \times LT$$

$$= \frac{0.36 \times 3.1416 \times 0.065}{2.0} \times 1.00 = \boxed{36.76} \text{ KN/本}$$

t_{ca} = 補強材とグラウトの許容付着力

$$= \tau_a \times \pi \times d \times LT$$

使用補強材 D 19

$$= 1.6 \times 3.1416 \times 19 \times 1.00 = \boxed{95.50} \text{ KN/本}$$

t_{sa} = 補強材の許容引張り力

$$= \sigma_{sa} \times A_s$$

$$= 196 \times 257.3 = \boxed{50.43} \text{ KN/本}$$

τ	= 地山の極限周面摩擦抵抗	0.36	N/mm ²
π	= 円周率	3.1416	
D	= 削孔径	0.065	m
K	= 周面摩擦の安全率	2.0	
τ_a	= 鋼材とグラウト材の許容付着応力度	1.6	N/mm ²
d	= 鋼材の直径	19	mm
σ_{sa}	= 鋼材の許容引張り応力度	196	N/mm ²
A_s	= 鋼材の断面積	257.3	mm ²
λ	= 引張り力の低減係数	0.7	
LT	= 定着長	1.00	m

腐食代 = 1mm

* τ_a はグラウトの設計基準強度24N/mm²による

*よって設計荷重 Td は

$$T_d = \min \{t_{pa} : t_{ca} : t_{sa}\} \times \lambda$$

$$= 36.76 \times 0.7 = \boxed{25.74} \text{ KN/本}$$

設計定数の参考値(平成21年版 道路土工 切土工・斜面安定工指針 より)

τ = 地山の極限周面摩擦抵抗(N/mm²)

K = 周面摩擦の安全率

岩盤	硬岩	1.20	
	軟岩	0.80	
	風化岩	0.48	
	土丹	0.48	
砂礫	N値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.20
		40	0.28
		50	0.36
砂	N値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.18
		40	0.23
		50	0.24
粘性土		0.8×C	

C = 粘着力

本設	2.0
仮設	1.5

鋼材とグラウト材の許容付着応力度(N/mm²)

グラウトの設計 基準強度	18	24	30	40以上
異形鉄筋	1.4	1.6	1.8	2.0

各段毎の計算結果

設計荷重

補強材番号	定着長	tpa	tca	tsa	Tpa	Td
1 段目	1.00	36.76	95.50	50.43	36.76	25.74
2 段目	1.00	36.76	95.50	50.43	36.76	25.74
3 段目	1.00	36.76	95.50	50.43	36.76	25.74
4 段目	1.00	36.76	95.50	50.43	36.76	25.74
5 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
6 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
7 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
8 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
9 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
10 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
11 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
12 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
13 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
14 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
15 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
16 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
17 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
18 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
19 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
20 段目	0.00	0.00	0.00	50.43	0.00	0.00
合計					$\Sigma Td =$	102.96 KN

5.設計荷重から得られる抵抗力 PrT の算出

$$PrT = \Sigma Td \times \cos \beta + \Sigma Tpa \times (\sin \beta \times \tan \phi)$$

$$= 102.96 \times 0.2096 + 102.96 \times 0.3559$$

$$= 58.22 \text{ KN}$$

$\Sigma Td =$ 先に求めた設計荷重の合計	102.96	KN	
$\beta =$ 補強材と滑り面とでなす角度	77.90	度	1.3596
$\phi =$ 内部摩擦角	20.000	度	0.3491
$\tan \phi =$ 剪断抵抗力	0.3640		
$\cos \beta =$ 補強材による引きとめ効果	0.2096		
$\sin \beta$	0.9778		
$\sin \beta \times \tan \phi =$ 補強材による締め付け効果	0.3559		

6.安全性の照査

必要抑止力 Pr		増加する抵抗力 PrT	
48.35	KN	\leq	58.22
1.00			1.204

.....OK !

法枠工 設計計算書 (抑止工 受圧体)

使用指針: 全国特定法面保護協会
のり枠工の設計・施工指針 (H18年11月) 改定版

抑止工の補強鉄筋設計荷重に対する、アールティーフレーム工法の構造照査を行う。

法枠には補強鉄筋の設計引張り力が地盤からの反力となり、反力を受け持つ範囲に等分布荷重として作用するものとし、法枠に発生する曲げモーメント及びせん断力に対して検討を行う。反力を受け持つ範囲は、補強鉄筋1箇所につき法枠1スパンの縦・横どちらか1方向、または縦・横双方の2方向とする。

本工法では法枠外周部にも補強鉄筋の配置ができるものとし、地盤からの反力を1方向、2方向のどちらで受け持った場合でも、端部を張り出し構造とはしない。

1. 法枠の設定

法枠タイプ	Ⅲ型B
縦横スパン	1.50

2. 設計引張り力による地盤からの反力 W の算出 (2方向梁として)

$$W = \frac{Td}{L + L - B}$$
$$= \frac{25.740}{1.50 + 1.50 - 0.17} = 9.10 \text{ N/m}$$

Td = 設計荷重	25.740	KN/本
L = 縦枠・横枠 1スパンの長さ	1.50	m
B = 断面の底幅(有効幅)	170	mm

3. 地盤反力 W による、法枠に作用する設計断面力の算出

【計算モデル】

連続梁

【設計曲げモーメント M】

$$M = \frac{1}{9} \times W \times L^2 \times \gamma f$$
$$= \frac{1}{9} \times 9.10 \times 1.50 \times 1.50 \times 1.2 = 2.73 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

【設計剪断力 V】

$$V = \frac{3}{5} \times W \times L \times \gamma f$$
$$= \frac{3}{5} \times 9.10 \times 1.50 \times 1.2 = 9.83 \text{ KN}$$

γf = 終局限界状態の荷重係数

1.2

4. 法枠の断面構造

① 鉄筋比の照査

鉄筋比は釣り合い鉄筋比の75%以下でなくてはならない。(鉄筋降伏先行型破壊)

【釣り合い鉄筋比 P_b 】

$$P_b = \alpha \times \frac{\varepsilon'_{cu}}{\varepsilon'_{cu} + f_{yd} / E_s} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$= 0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + 345 / 200,000} \times \frac{13.85}{345}$$

$$= \boxed{0.01829}$$

$$P_b \times 75\% = 0.01829 \times 0.75 = \boxed{0.01372}$$

【鉄筋比 P 】

$$P = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{253.40}{170 \times 125} = \boxed{0.01192}$$

【安全性の照査】

$$\boxed{P_b \times 75\%} \quad \geq \quad \boxed{P} \quad \dots\dots\text{OK!}$$

$$0.01372 \quad \geq \quad 0.01192$$

鉄筋降伏先行型破壊となる。

α	$= 0.88 - 0.004 \cdot f_{ck}$ ただし $\alpha \leq 0.68$	0.68	0.81
ε'_{cu}	$= (155 - f_{ck}) / 30000$ ただし $0.0025 \leq \varepsilon'_{cu} \leq 0.0035$	0.0035	0.0046
f_{yd}	$=$ 鉄筋の設計降伏強度 f_y / γ_s	345	N/mm ²
f_y	$=$ 鉄筋の降伏強度の特性値	345	N/mm ²
γ_s	$=$ 終局限界状態の鉄筋の材料係数	1.0	
E_s	$=$ 鉄筋の弾性係数	200,000	N/mm ²
f_{cd}	$=$ モルタルの設計圧縮強度 f_{ck} / γ_c	13.85	N/mm ²
f_{ck}	$=$ モルタルの設計基準強度	18	N/mm ²
γ_c	$=$ 終局限界状態のモルタルの材料係数	1.3	
A_s	$=$ 引張り鉄筋の断面積 D 13 - 2 本	253.40	mm ²
b	$=$ 断面の有効幅	170	mm
d	$=$ 断面の有効高さ	125	mm

② 設計曲げ耐力 M_{ud} の算出

【終局曲げ耐力 M_u 】

$$\begin{aligned}
 M_u &= b \times d^2 \times P \times (f'_y * 10^3) \times \left(1 - \frac{k_2}{\beta_1 \times k_1} \times \frac{P \times (f'_{yd} * 10^3)}{(f'_{cd} * 10^3)} \right) \\
 &= 0.17 \times 0.125^2 \times 0.01192 \times 345000 \\
 &\quad \times \left(1 - \frac{0.40}{0.8 \times 0.85} \times \frac{0.01192 \times 345000}{13850} \right) \\
 &= \boxed{9.02} \text{ KN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

【設計曲げ耐力 M_{ud} 】

$$\begin{aligned}
 M_{ud} &= \frac{M_u}{\gamma_b} = \frac{9.02}{1.15} \\
 &= \boxed{7.84} \text{ KN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

b	= 断面の有効幅	0.17	m
d	= 断面の有効高さ	0.125	m
P	= 鉄筋比	0.01192	
f'_{yd}	= 鉄筋の設計降伏強度 f'_y / γ_s	345	N/mm ²
f'_y	= 鉄筋の降伏強度の特性値	345	N/mm ²
γ_s	= 終局限界状態の鉄筋の材料係数	1.0	
β_1	= $\beta_1 = 0.52 + 80 * \epsilon'_{cu}$	0.8	
ϵ'_{cu}	= $(155 - f'_{ck}) / 30000$ ただし $0.0025 \leq \epsilon'_{cu} \leq 0.0035$	0.0035	0.0046
k_1	= $K_1 = 1 - 0.003 * f'_{ck}$ ただし $k_1 \leq 0.85$	0.85	0.95
k_2	= $k_2 = \beta_1 / 2$	0.4	
f'_{cd}	= モルタルの設計圧縮強度 f'_{ck} / γ_c	13.85	N/mm ²
f'_{ck}	= モルタルの設計基準強度	18	N/mm ²
γ_c	= 終局限界状態のモルタルの材料係数	1.3	
γ_b	= 終局限界状態の部材係数 (M_{ud})	1.15	

【設計曲げモーメントに対する安全性の照査】

$$\gamma_i \times \frac{M}{M_{ud}} = 1.2 \times \frac{2.73}{7.84} = \boxed{0.42} \leq 1.00 \quad \dots\dots\text{OK!}$$

γ_i	= 終局限界状態の構造物係数	1.2	
M	= 設計曲げモーメント	2.73	KN \cdot m
M_{ud}	= 設計曲げ耐力	7.84	KN \cdot m

③ 設計剪断耐力 V_{yd} の算出

【モルタルが負担する設計剪断耐力 V_{cd} 】

$$\begin{aligned}
 V_{cd} &= \frac{\beta_d \times \beta_p \times \beta_n \times (f_{vcd}/10^3) \times b \times d}{\gamma_v} \\
 &= \frac{1.50 \times 1.06 \times 1.00 \times 0.00048 \times 170 \times 125}{1.30} \\
 &= \boxed{12.48} \text{ KN}
 \end{aligned}$$

β_d	= 剪断耐力有効高係数 $(1/d)^{1/4} \leq 1.5$	1.50	1.68
β_p	= 剪断耐力鉄筋比係数 $(100 \times P)^{1/3} \leq 1.5$	1.06	1.06
P	= 鉄筋比	0.0119	
β_n	= 剪断耐力軸方向力係数	1.0	
f_{vcd}	= モルタルの剪断強度 $0.20 \times (f'_{cd})^{1/3} \leq 0.72$	0.48	N/mm ²
f'_{cd}	= モルタルの設計圧縮強度 f'_{ck} / γ_c	13.85	N/mm ²
b	= 断面の有効幅	170	mm
d	= 断面の有効高さ	125	mm
γ_v	= 終局限界状態の部材係数 (V_{cd})	1.3	

【設計揃断力 V に対する安全性の照査】

$$\gamma_i \times \frac{V}{V_{cd}} = 1.2 \times \frac{9.83}{12.48} = \boxed{0.95 \leq 1.00} \dots\dots\text{OK!}$$

γ_i	= 終局限界状態の構造物係数	1.2	
V	= 設計揃断力	9.83	KN
V_{cd}	= モルタルが負担する設計剪断耐力	12.48	KN

④ 支圧強度の検証

【許容支圧応力度 f'_{ak} 】

$$A = \text{モルタル面の支圧分布面積} \\ = W^2 = 150 \times 150 = 22,500 \text{ mm}^2$$

$$A_a = \text{支圧を受ける面積} \\ = Wb^2 - (\pi/4) \times Wc^2 \\ = 150 \times 150 - (\pi/4) \times 81 \times 81 \\ = 17,347 \text{ mm}^2$$

$$\mu = \sqrt{\frac{A}{A_a}} = \sqrt{\frac{22,500}{17,347}} = 1.1$$

$$f'_{ak} = (0.25 + 0.05 \times \mu) \times f'_{ck} \\ = (0.25 + 0.05 \times 1.1) \times 18 = 5.49 \text{ N/mm}^2$$

*但し $f'_{ak} \leq 0.5 \times f'_{ck} = 9.00 \text{ N/mm}^2$

よって
 $f'_{ak} = 5.49 \text{ N/mm}^2$

f'_{ck} = モルタルの設計基準強度	18	N/mm ²
W = 法枠断面の天端幅	150	mm
Wb = 頭部プレート幅	150	mm
Wc = 箱抜き径	81	mm

【支圧応力度 σ_b 】

$$\sigma_b = \frac{T_d \times 10^3}{A_a} = \frac{25740}{17,347} = 1.48 \text{ N/mm}^2$$

【安全性の照査】

$$\gamma_i \times \frac{\sigma_b}{f'_{ak}} = 1.0 \times \frac{1.48}{5.49} = 0.27 \leq 1.0 \text{OK!}$$

T_d = 設計荷重	25.74	KN/本
γ_i = 終局限界状態の構造物係数	1.0	

⑤ 鉄筋の重ね長さ

定着長 L の算出

$$L = \frac{\alpha \times f'_{yd} \times \phi}{4 \times f_{bod}}$$

$$= \frac{0.6 \times 345 \times 13}{4 \times 1.48} = 455 \text{ mm以上}$$

kcより 適用する $\alpha = 0.6$

				α
	kc	\leq	1.0	1.0
1.0	<	kc	\leq 1.5	0.9
1.5	<	kc	\leq 2.0	0.8
2.0	<	kc	\leq 2.5	0.7
2.5	<	kc		0.6

$$kc = \frac{C}{\phi} + \frac{15 \times At}{S \times \phi} = \frac{37}{13} + \frac{15 \times \text{使用しない}}{\text{使用しない} \times 13}$$

$$= 4.00$$

モルタルの設計付着強度

$$f_{bod} = \frac{0.28 \times f'_{ck}{}^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0.28 \times 18^{2/3}}{1.3}$$

$$= 1.48 \text{ N/mm}^2$$

但し $f_{bod} \leq 3.2$ *よって $F_{bod} = 1.48 \text{ N/mm}^2$

f'_{yd}	= 鉄筋の設計降伏強度 f'_y / γ_s	345	N/mm ²
f'_y	= 鉄筋の降伏強度	345	N/mm ²
γ_s	= 終局限界状態の鉄筋の材料係数	1.0	
f'_{ck}	= モルタルの設計基準強度	18	N/mm ²
γ_c	= 終局限界状態のモルタルの材料係数	1.3	
ϕ	= 主鉄筋の直径	D 13	mm
C	= 主鉄筋下側の被り	37	mm
At	= スターラップの断面積	使用しない	
S	= スターラップの中心間隔		