

のり枠工の設計計算報告書 (吹付枠工)

地区名	五大地区地すべり防止工事
測線名	No.2測線
備考	アンカー案

計 算 条 件								
項	目	記 号	単 位	数	値			
外力	設計アンカー力	Td	kN/本	205.0				
反 力 体 外 形	縦	スパン数	l_{1n}	スパン	1			
		スパン長	l_1	m	3.00			
	梁	張出し長		上 下	-	m	1.16	1.50
	横	スパン数	l_{2n}	スパン	4			
		スパン長	l_2	m	3.00			
	梁	張出し長		左 右	-	m	1.50	1.50
梁 断 面	梁高×梁幅		$h \times b$	mm	400 × 400			
	有効高		d	mm	315			
許 容 応 力 度	モルタル	設計基準強度	c_k	N/mm ²	18.0			
		圧縮応力度	c_a	N/mm ²	7.0			
		せん断応力度	c_a	N/mm ²	0.400			
		付着応力度	o_a	N/mm ²	1.40			
	鉄筋	引張応力度	s_a	N/mm ²	196.0			

計 算 結 果					
項	目	記 号	単 位	数	値
応 力	最大曲げモーメント	Mmax	kN・m	42.47	
	最大せん断力	Smax	kN	67.95	

主 鉄 筋			応 力 度 (N/mm ²)				スターラップ		判定
呼び径	本数 (片側)	鉄筋量 (mm ²)	引張 s	圧縮 c	せん断 c	付着 o	呼び径	間隔 (mm)	
D16	4	794.4	192.3	6.93	0.611	0.611	D13	300	OK

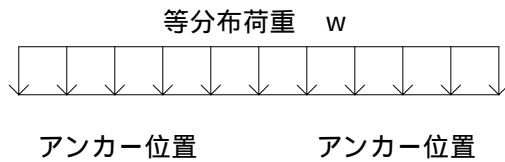
せん断応力度は、十分なスターラップを配置してせん断力を受けさせているため安全と判断する。

1 のり枠工の設計計算

1.1 設計方針

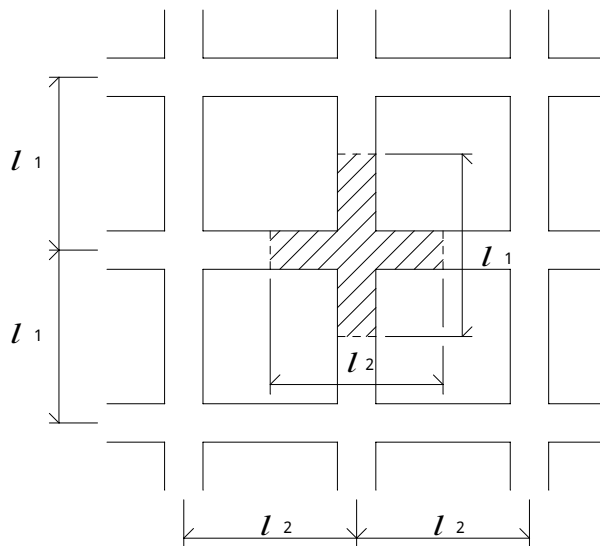
1.1.1 構造モデル

アンカー荷重によって生ずる地盤反力が、のり枠に等分布荷重として作用するものとし、アンカー打設位置を支点とする梁のモデルとする。



1.1.2 荷重の負担

アンカー 1 本あたりの荷重を負担するのり枠面積で均等配分する。



1.1.3 安全性の照査

許容応力度設計法(仕様規定型)にて、のり枠の安全性を検討する。

のり枠の強度は、各部材の応力度がそれぞれの許容応力度以下であることを検討することによって確かめるものとする。

検討するのり枠の応力度は次のとおりとする。

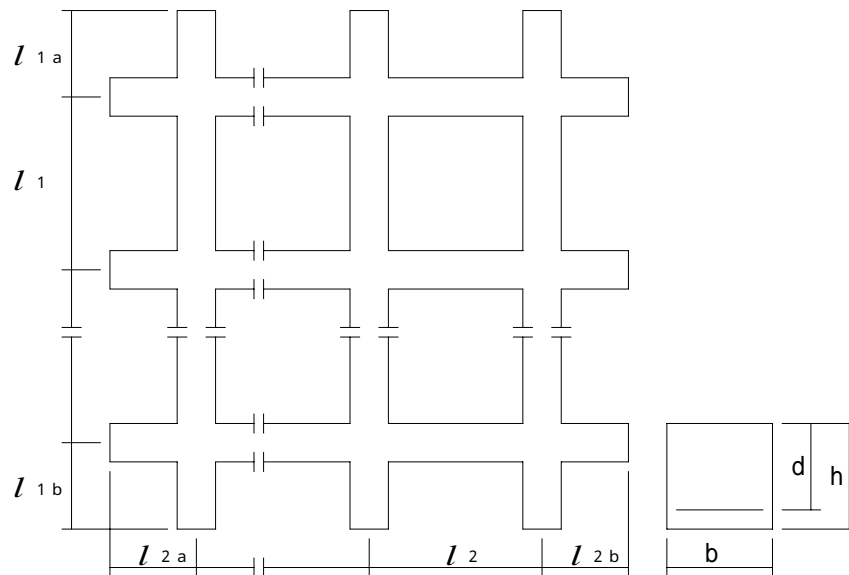
- ・圧縮応力度
- ・せん断応力度
- ・付着応力度
- ・鉄筋の引張応力度
- ・支圧応力度

1.2 設計条件

1.2.1 設計アンカー力

$$\text{設計アンカー力} \quad T_d = 205.0 \quad (\text{kN/本})$$

1.2.2 のり枠の形状寸法



縦梁の スパン数	$l_{1n} = 1$
スパン長	$l_1 = 3.00 \text{ (m)}$
上張出し長	$l_{1a} = 1.16 \text{ (m)}$
下張出し長	$l_{1b} = 1.50 \text{ (m)}$
横梁の スパン数	$l_{2n} = 4$
スパン長	$l_2 = 3.00 \text{ (m)}$
左張出し長	$l_{2a} = 1.50 \text{ (m)}$
右張出し長	$l_{2b} = 1.50 \text{ (m)}$
梁幅	$b = 400 \text{ (mm)}$
梁高	$h = 400 \text{ (mm)}$
有効高	$d = 315 \text{ (mm)}$

1 . 2 . 3 許容応力度

モルタルの設計基準強度	$c_k =$	18.0	(N/mm ²)
モルタルの許容圧縮応力度	$c_a =$	7.0	(N/mm ²)
モルタルの許容せん断応力度	$c_a =$	0.400	(N/mm ²)
鉄筋とモルタルの許容付着応力度	$o_a =$	1.40	(N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度	$s_a =$	196.0	(N/mm ²)

1.3 地盤支持力の検討

1.3.1 検討条件

許容支持力	q_a	=	600	(kN/m ²)
縦スパン長	l_1	=	3.00	(m)
横スパン長	l_2	=	3.00	(m)
梁幅	b	=	0.400	(m)

1.3.2 検討結果

アンカー 1 本当たりの負担する載荷面積(A)は

$$\begin{aligned} A &= b \cdot (l_1 + l_2 - b) \\ &= 0.400 \times (3.00 + 3.00 - 0.400) \\ &= 2.24 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

したがって、地盤支持力は以下のように求められる。

$$\begin{aligned} q &= \frac{T_d}{A} = \frac{205.0}{2.24} \\ &= 92 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 600 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

1.4 最大曲げモーメント・最大せん断力の計算

1.4.1 作用荷重

のり枠に作用する等分布荷重 w_1, w_2 は、以下のように計算できる。

アンカー 1 本あたりの荷重を負担する縦枠長さ

$$\begin{aligned} l_h &= \frac{l_{1a} + l_1 \cdot l_{1n} + l_{1b}}{l_{1n} + 1} \\ &= \frac{1.16 + 3.00 \times 1 + 1.50}{1 + 1} \\ &= 2.83 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

アンカー 1 本あたりの荷重を負担する横枠長さ

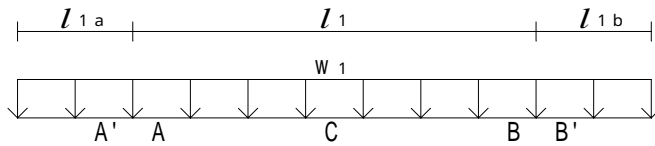
$$l_w = l_1 = 3.00 \quad (\text{m})$$

よって

$$w_1 = w_2 = \frac{Td}{l_h + l_w - b} = \frac{205.0}{2.83 + 3.00 - 0.400} = 37.75 \quad (\text{kN/m})$$

1.4.2 最大曲げモーメント・最大せん断力

(1) 縦梁に発生する最大曲げモーメント・最大せん断力



1 スパンの場合の $M_{\max 1}$ 、 $S_{\max 1}$ は、以下のように計算できる。

・支間中央部(C)に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max C} &= \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{l_1^2} \cdot w_1 \cdot \{(l_1 + l_{1b})^2 - l_{1a}^2\} \cdot \{(l_1 - l_{1b})^2 - l_{1a}^2\} \\ &= \frac{1}{8 \times 3.00^2} \times 37.75 \times \{(3.00 + 1.50)^2 - 1.16^2\} \\ &\quad \times \{(3.00 - 1.50)^2 - 1.16^2\} \\ &= 8.96 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

・アンカー支点位置に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max B} &= \frac{1}{2} \cdot w_1 \cdot l_{1b}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 37.75 \times 1.50^2 \\ &= 42.47 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

・アンカー支点位置（支間側）に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max B} &= \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{l_1} \cdot w_1 \cdot (l_1^2 + l_{1b}^2 - l_{1a}^2) \\ &= \frac{1}{2 \times 3.00} \times 37.75 \times (3.00^2 + 1.50^2 - 1.16^2) \\ &= 62.32 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

・アンカー支点位置（張出し側）に発生する最大せん断力

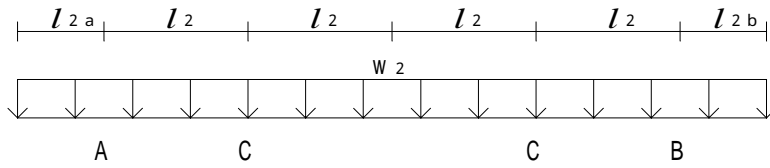
$$\begin{aligned} S_{\max B} &= w_1 \cdot l_{1b} \\ &= 37.75 \times 1.50 \\ &= 56.63 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

以上より、縦梁に発生する最大応力は、以下のとおりとなる。

$$\text{最大曲げモーメント} \quad M_{\max 1} = 42.47 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$\text{最大せん断力} \quad S_{\max 1} = 62.32 \quad (\text{kN})$$

(2) 横梁に発生する最大曲げモーメント・最大せん断力



4 スパン以上の場合の $M_{\max 2}$ 、 $S_{\max 2}$ は、以下のように計算できる。

- ・第一内部支点(C)に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max c} &= \frac{1}{9} \cdot w_2 \cdot l_2^2 \\ &= \frac{1}{9} \times 37.75 \times 3.00^2 \\ &= 37.75 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

- ・張出し部に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max A} &= \frac{1}{2} \cdot w_2 \cdot l_{2a}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 37.75 \times 1.50^2 \\ &= 42.47 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

- ・第一内部支点(C)の外側に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max c} &= \frac{3}{5} \cdot w_2 \cdot l_2 \\ &= \frac{3}{5} \times 37.75 \times 3.00 \\ &= 67.95 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ・張出し部に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max A} &= w_2 \cdot l_{2a} \\ &= 37.75 \times 1.50 \\ &= 56.63 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

以上より、横梁に発生する最大応力は、以下のとおりとなる。

最大曲げモーメント	$M_{\max 2} = 42.47$	($\text{kN}\cdot\text{m}$)
最大せん断力	$S_{\max 2} = 67.95$	(kN)

したがって、縦梁・横梁に発生する最大応力を比較して、

最大曲げモーメント $M_{\max} = 42.47$ (kN・m)

最大せん断力 $S_{\max} = 67.95$ (kN)

となる。

1.5 許容応力度法による照査

1.5.1 部材断面の仕様

梁幅	b =	400	(mm)
梁高	h =	400	(mm)
有効高	d =	315	(mm)
鉄筋		D16 × 4 本	
鉄筋量	As =	198.60 × 4 本	
		= 794.4	(mm ²)
弾性係数比	n =	15	

1.5.2 応力度の検討

(1) 鉄筋比

鉄筋比 p は、以下のように計算できる。

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{794.4}{400 \times 315}$$

$$= 0.0063$$

これより、係数 k 、 j 、 m は以下のように計算できる。

$$k = \sqrt{2 \cdot n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$= \sqrt{2 \times 15 \times 0.0063 + (15 \times 0.0063)^2} - 15 \times 0.0063$$

$$= 0.350$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.350}{3}$$

$$= 0.883$$

$$m = \frac{k}{2 \cdot p} = \frac{0.350}{2 \times 0.0063}$$

$$= 27.78$$

(2) 鉄筋の引張応力度

引張応力度 s を照査する。

$$s = \frac{M_{\max}}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{42.47 \times 10^6}{794.4 \times 0.883 \times 315}$$

$$= 192.3 \quad (\text{N/mm}^2) \quad s_a = 196.0 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{OK}$$

(3) モルタルの圧縮応力度

圧縮応力度 c を照査する。

$$c = \frac{s}{m} = \frac{192.3}{27.78}$$

$$= 6.93 \quad (\text{N/mm}^2) \quad c_a = 7.0 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{OK}$$

(4) モルタルのせん断応力度

せん断応力度 c を照査する。

$$c = \frac{S_{\max}}{b \cdot j \cdot d} = \frac{67.95 \times 10^3}{400 \times 0.883 \times 315}$$

$$= 0.611 \quad (\text{N/mm}^2) > c_a = 0.400 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{OUT}$$

したがって、スターラップによって補強する必要がある。

(5) 鉄筋とモルタルの付着応力度

鉄筋断面の周長の総和を U とすれば、付着応力度 o は、スターラップを配置することを考慮し、作用するせん断力を $1/2$ にして、以下のように計算できる。

$$o = \frac{S_{\max}}{U \cdot d \cdot j} \cdot \frac{1}{2} = \frac{67.95 \times 10^3}{(50 \times 4) \times 315 \times 0.883} \times \frac{1}{2}$$

$$= 0.611 \quad (\text{N/mm}^2) \quad o_a = 1.40 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{OK}$$

1.5.3 スターラップの検討

$c > c_a$ より不足抵抗力をスターラップにて補う。

モルタルの負担するせん断力

$$\begin{aligned} S_c &= \frac{1}{2} \cdot c_a \cdot b \cdot d \cdot j = \frac{1}{2} \times 0.400 \times 400 \times 315 \times 0.883 \\ &= 22252 \quad (\text{N}) \end{aligned}$$

スターラップの負担するせん断力

$$\begin{aligned} S_v &= S_{\max} - S_c = 67.95 \times 10^3 - 22252 \\ &= 45698 \quad (\text{N}) \end{aligned}$$

配筋間隔 S_p を 300 mm とすれば、必要鉄筋量 \overline{as} は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} \overline{as} &= \frac{S_p \cdot S_v}{s_a \cdot d \cdot j} = \frac{300 \times 45698}{196.0 \times 315 \times 0.883} \\ &= 251.48 \quad (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

したがって、スターラップ筋として D13 (断面積 $as = 126.70 \text{ mm}^2$) を 2 本使用する。

$$126.70 \times 2 = 253.40 \quad (\text{mm}^2) \quad 251.48 \quad (\text{mm}^2) \quad \dots \text{OK}$$

1.6 支圧応力度の検討

1.6.1 許容支圧応力度

(1) 検討条件

モルタルの設計基準強度	$c_k = 18.0$	(N/mm ²)
プレート幅	$u = 230$	(mm)
アンカー箱抜径	$D_1 = 140$	(mm)
梁幅	$b = 400$	(mm)
モルタル面の全面積	$A = b^2 = 400^2 = 160000$	(mm ²)
プレートの有効面積	$A_a = u^2 - \frac{\cdot D_1^2}{4} = 230^2 - \frac{\times 140^2}{4}$	
	$= 37506$	(mm ²)

(2) 許容支圧応力度の算出

局部荷荷の場合、許容支圧応力度 b_a は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned}
 b_a &= \left(0.25 + 0.05 \cdot \frac{A}{A_a} \right) \cdot c_k \\
 &= \left(0.25 + 0.05 \times \frac{160000}{37506} \right) \times 18.0 \\
 &= 8.33 \text{ (N/mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ただし、設計基準強度の 50% 以内に抑えるものとする。

$$b_a = 0.5 \cdot c_k = 0.5 \times 18.0 = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

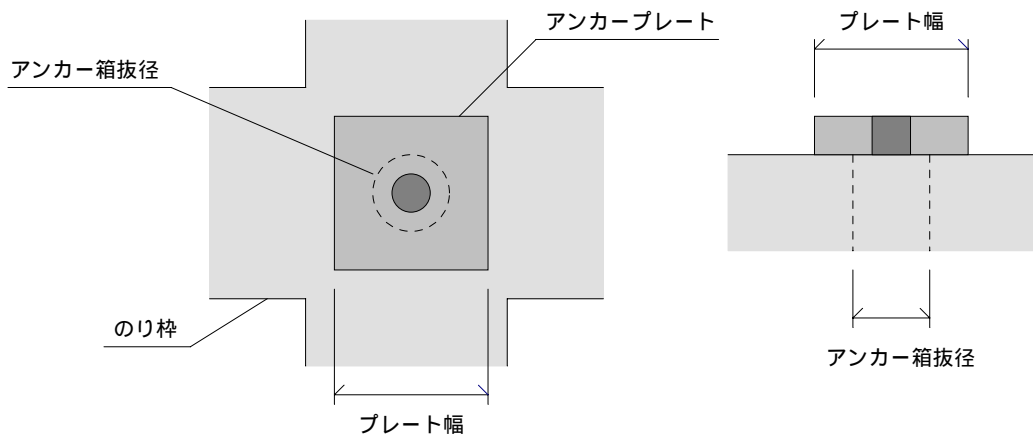
したがって、許容支圧応力度 b_a を以下の値とする。

$$b_a = 8.33 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

1.6.2 支圧応力度

支圧応力度 b を照査する。

$$\begin{aligned}
 b &= \frac{Td}{A_a} = \frac{205.0 \times 10^3}{37506} \\
 &= 5.47 \text{ (N/mm}^2\text{)} \qquad b_a = 8.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$



1.7 鉄筋の重ね継手

鉄筋の重ね継手長は、基本定着長以上とする。

$$\text{主鉄筋の直径} = 16 \quad (\text{mm})$$

$$\text{鉄筋の許容引張応力度} \quad s_a = 196.0 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{鉄筋とモルタルの許容付着応力度} \quad o_a = 1.40 \quad (\text{N/mm}^2)$$

基本定着長 l_d は、以下のとおりである。

$$\begin{aligned} l_d &= \frac{s_a \cdot \text{直径}}{4 \cdot o_a} \\ &= \frac{196.0 \times 16}{4 \times 1.40} \\ &= 560 \quad (\text{mm}) \end{aligned}$$

よって、鉄筋の重ね継手長は、560 mm 以上必要である。