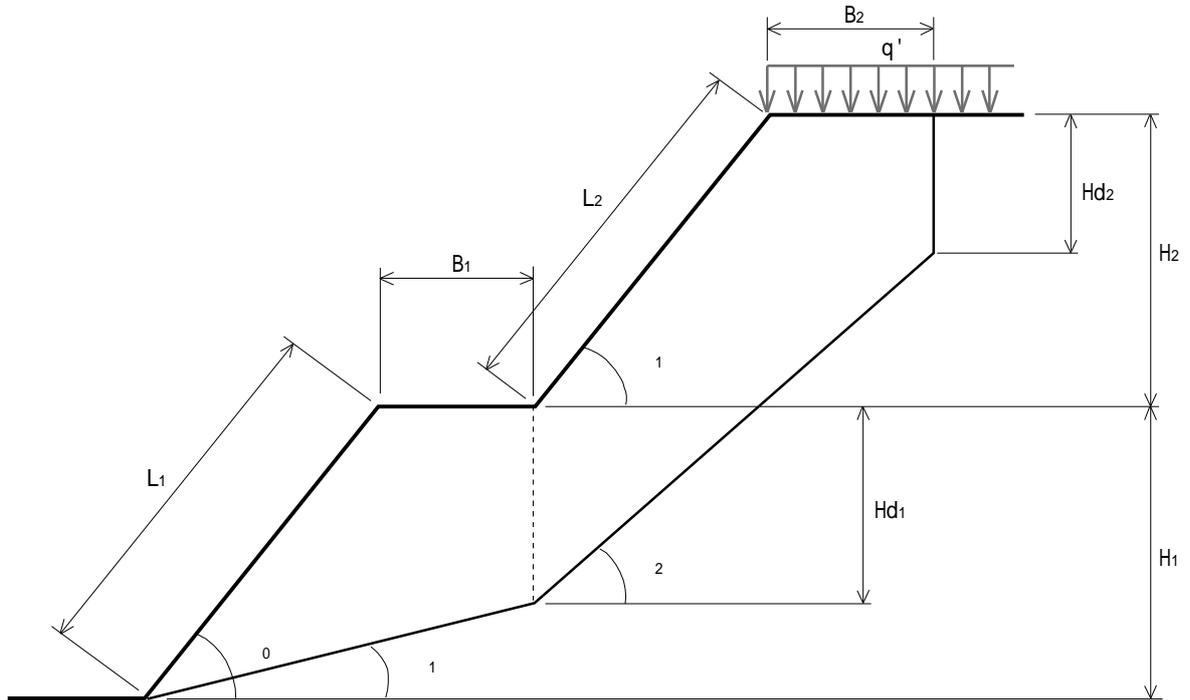


地区名 五大地区 のり面工事

測線名 NO.1測線

備考 のり面2段すべり アンカー案

のり形状



項目		記号	単位	数値
上位	のり長	L ₂	m	7.071
	のり高	H ₂	m	5.000
	小段幅	B ₂	m	2.000
	すべり面深度	Hd ₂	m	3.500
	のり勾配	1:n (1)	(°)	1 : 1.00 (45.00)
下位	のり長	L ₁	m	7.071
	のり高	H ₁	m	5.000
	小段幅	B ₁	m	2.000
	すべり面深度	Hd ₁	m	3.000
	のり勾配	1:n (0)	(°)	1 : 1.00 (45.00)
すべり面勾配1		1	°	15.95
すべり面勾配2		2	°	32.74
上載荷重		q'	kN/m ²	10.00

安 定 計 算			
項 目	記 号	单 位	数 值
計画安全率	PFs	-	1.20
現状安全率	Fs	-	1.00
粘着力	C	kN/m ²	4.8
内部摩擦角		°	21.98
必要抑止力	Pr	kN/m	75.0

上位のり面計算条件									
項		目		記号		単位		数 値	
外 形	縦 枠	スパン数	アンカー数		n_{y2}	スパン	本	0	1
		スパン長	縦ピッチ	l_y	l_{py}	m			
		上張出し長		l_{c2}	l_{pc2}	m		1.000	1.000
		下張出し長		l_{d2}	l_{pd2}	m		1.000	1.000
		全長		L_{y2}		m		2.000	
	横 枠	スパン数	アンカー数		n_x	スパン	本	9	10
		スパン長	横ピッチ	l_x	l_{px}	m		2.000	2.000
		左張出し長		l_{a2}	l_{pa2}	m		1.000	1.000
		右張出し長		l_{b2}	l_{pb2}	m		1.000	1.000
		全長		L_x		m		20.000	
のり肩・のり尻の横枠処理				肩	尻			枠なし	枠なし
枠 断 面	縦 枠	枠高 × 枠幅		$h_y \times b_y$		mm		400	× 400
		有効高		d_y		mm		315	
	横 枠	枠高 × 枠幅		$h_x \times b_x$		mm		400	× 400
		有効高		d_x		mm		315	
単 位 体 積 重 量	移動土塊 (砂質土)			t	kN/m^3		18.5		
	のり枠 (モルタル+鉄筋)			c	kN/m^3		23.0		
	中詰め材 (植生基材)			e	kN/m^3		14.0		
	積雪			s	kN/m^3				
枠 材	使用材料			-	-		モルタル		
	設計基準強度 (圧縮強度の特性値)			f_{ck}	N/mm^2		18		
	枠材のヤング係数			E_c	kN/mm^2		22.0		
鉄 筋	鉄筋の引張降伏強度の特性値			f_{yk}	N/mm^2		345		
	鉄筋のヤング係数			E_s	kN/mm^2		200		
	せん断補強鉄筋の引張降伏強度の特性値			f_{wyk}	N/mm^2		345		
安 全 係 数	材料係数	枠材 (終局/使用)		c	-		1.30	1.00	
		鋼材 (終局)		s	-		1.00	-	
	部材係数 (終局/使用)	曲げ・軸耐力		b	-			1.15	1.00
		枠材が負担するせん断耐力						1.30	
		せん断補強筋が負担するせん断耐力						1.10	
		斜め圧縮破壊耐力						1.30	
	構造解析係数 (終局/使用)			a	-		1.00	1.00	
	荷重係数 (終局/使用)			f	-		1.20	1.00	
構造物係数 (終局/使用)			i	-		1.20	1.00		

下位のり面計算条件									
項		目		記号		単位		数 値	
外 形	縦 枠	スパン数	アンカー数		n_{y1}	スパン	本	1	2
		スパン長	縦ピッチ	l_y	l_{py}	m		2.000	2.000
		上張出し長		l_{c1}	l_{pc1}	m		1.000	1.000
		下張出し長		l_{d1}	l_{pd1}	m		1.000	1.000
		全長		L_{y1}		m		4.000	
	横 枠	スパン数	アンカー数		n_x	スパン	本	9	10
		スパン長	横ピッチ	l_x	l_{px}	m		2.000	2.000
		左張出し長		l_{a1}	l_{pa1}	m		1.000	1.000
		右張出し長		l_{b1}	l_{pb1}	m		1.000	1.000
		全長		L_x		m		20.000	
のり肩・のり尻の横枠処理				肩	尻			枠なし	枠なし
枠 断 面	縦 枠	枠高 × 枠幅		$h_y \times b_y$		mm		400	× 400
		有効高		d_y		mm		315	
	横 枠	枠高 × 枠幅		$h_x \times b_x$		mm		400	× 400
		有効高		d_x		mm		315	
単 位 体 積 重 量	移動土塊 (砂質土)			t		kN/m^3		18.5	
	のり枠 (モルタル+鉄筋)			c		kN/m^3		23.0	
	中詰め材 (植生基材)			e		kN/m^3		14.0	
	積雪			s		kN/m^3			
枠 材	使用材料			-		-		モルタル	
	設計基準強度 (圧縮強度の特性値)			f_{ck}		N/mm^2		18	
	枠材のヤング係数			E_c		kN/mm^2		22.0	
鉄 筋	鉄筋の引張降伏強度の特性値			f_{yk}		N/mm^2		345	
	鉄筋のヤング係数			E_s		kN/mm^2		200	
	せん断補強鉄筋の引張降伏強度の特性値			f_{wyk}		N/mm^2		345	
安 全 係 数	材料係数	枠材 (終局/使用)		c		-		1.30	1.00
		鋼材 (終局)		s		-		1.00	-
	部材係数 (終局/使用)	曲げ・軸耐力		b		-		1.15	1.00
		枠材が負担するせん断耐力						1.30	
		せん断補強筋が負担するせん断耐力						1.10	
		斜め圧縮破壊耐力						1.30	
	構造解析係数 (終局/使用)			a		-		1.00	1.00
	荷重係数 (終局/使用)			f		-		1.20	1.00
構造物係数 (終局/使用)			i		-		1.20	1.00	

計 算 結 果				
項 目		記 号	単 位	数 値
終局限界状態	設計曲げモーメント	M_d	kN・m	10.20
	設計せん断力	V_d	kN	24.48
使用限界状態	設計曲げモーメント	M_d	kN・m	8.50
	設計せん断力	V_d	kN	20.40

枠	主鉄筋		スターラップ		終局限界状態				使用限界状態		総合判定
	径	本数 (片側)	径	間隔 (mm)	曲げモーメント		せん断力		曲げ ひび割れ	せん断 ひび割れ	
					鉄筋比	安全性	圧縮破壊	安全性			
縦横	D10	4	D13	300	0.00226	0.48	110.30	0.27	0.61	省略	OK
安全性照査					0.01372	1.00	450.69	1.00	1.00	1.00	

アンカーの検討				
項 目		記 号	単 位	数 値
配 置 計 画	すべり面勾配	'	°	32.74
	水平間隔	@	m	2.000
	施工段数	n	段	3
	打設傾角		°	30.00
鋼 材	鋼材名			ダブルアンカーU型
	規格名			F20UA
	テンドン極限引張り力	Tus	kN	261
	テンドン降伏引張り力	Tys	kN	222
定 着	テンドンの見掛けの周長	U	mm	119.7
	削孔径(アンカー体径)	da	mm	115
	地盤の周面摩擦抵抗		N/mm ²	0.45
	グラウトとテンドンの許容付着応力度	b	N/mm ²	1.60
	引き抜きに対する安全率	Fsa		2.5
プ レ ー ト	プレートの幅	u	mm	210
	箱抜き径	D	mm	140
	プレートの許容曲げ応力度	pa	N/mm ²	140
地盤の許容支持力		qa	kN/m ²	200

計 算 結 果				
項 目		記 号	単 位	数 値
設計荷重		Pt	kN/本	61.2
0.60・Tus			kN	156.60
0.75・Tys			kN	166.50
地山とグラウトの必要付着長		La1	m	0.95
グラウトとテンドンの必要付着長		La2	m	0.32
アンカー体長		La	m	3.00
自由長		Lf	m	4.00
アンカー長		LA	m	7.00
許容支圧応力度		ba	N/mm ²	9.00
支圧応力度		b	N/mm ²	2.14
プレートの必要厚さ		t'	mm	14.8
プレートの厚さ		t	mm	15
地盤の支持力		q	kN/m ²	43

1 斜面安定計算

1.1 計算条件

1.1.1 地質定数

斜面安定計算に用いる地質定数としては構成地質の単位体積重量 γ および、すべり面の強度定数（粘着力 C および内部摩擦角 ϕ ）が存在する。

(1) 単位体積重量 γ

今回の検討では、 $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$ とする。

(2) 粘着力 C

すべり面強度を決定する方法としては、大きく分けて「逆算法」と「土質試験による方法」がある。基本的に斜面安定計算におけるすべり面の強度定数とは平均的な定数を用いることが必要となるが、後者の場合は試料採取位置や数量さらに試験方法まで慎重に考慮した上実施・採用を行なう必要がある。このため前者をとる場合も多くなっている。当地区の場合、逆算法によった方が現地により適合した解析が可能となる。

逆算法を用いる場合の C 値は経験値から下表の値が採用されているので、今回もこれを使用する。

c の経験値

すべり面の平均鉛直層厚 (m)	粘着力 C (kN/m^2)
5	5
10	10
15	15
20	20
25	25

(道路土工 - 切土工・斜面安定工指針 P.400)

1.2 各種安全率の考え方

1.2.1 現状の安全率

現状の安全率は $F_s = 1.00$ と考える。これについては下記の参考資料がある。

 地すべり防止工を行なおうとする斜面の現状の安全率は、原則的に $F_s = 1.00$ とする。すなわち安定している旧地すべり斜面も、最近地すべり変動を生じてやっと現在バランスを保っている状態の斜面も同じ 1.00 である。

これは安定しているように見える地すべりでも、そのバランスの保ち方は非常に微妙なものが多いことによるものである。伸縮計等で顕著な変動が観測できる地すべりの安全率は当然 1.00 より小さいことが考えられ、その変動が降雨等に伴って断続的に認められる地すべりの場合は $F_s = 0.98$ 程度、継続して変動が認められる場合は $F_s = 0.95$ 程度とする。

(災害復旧工事の設計要領 P.869)

1.2.2 計画安全率

地すべり防止工によって斜面の安定度を高めるための目安、すなわち計画安全率は、次のように述べられる。

 計画安全率は、急激な動きが予測され、多数の人命、家屋、道路、鉄道、河川およびその他公共施設等に重大な影響を及ぼす運動ブロックについては $PF_s = 1.10 \sim 1.20$

(局部的には 1.20 以上をとることもある) とし、規模の特に広大なもので人家、公共施設等に影響の少ないものや、応急対策として当面の安全確保を目的とするものについては $PF_s = 1.05 \sim 1.10$ とするのが一般的である。また、ダム貯水池周辺の地すべりの場合には湛水位の変動の影響等を検討するものとする。

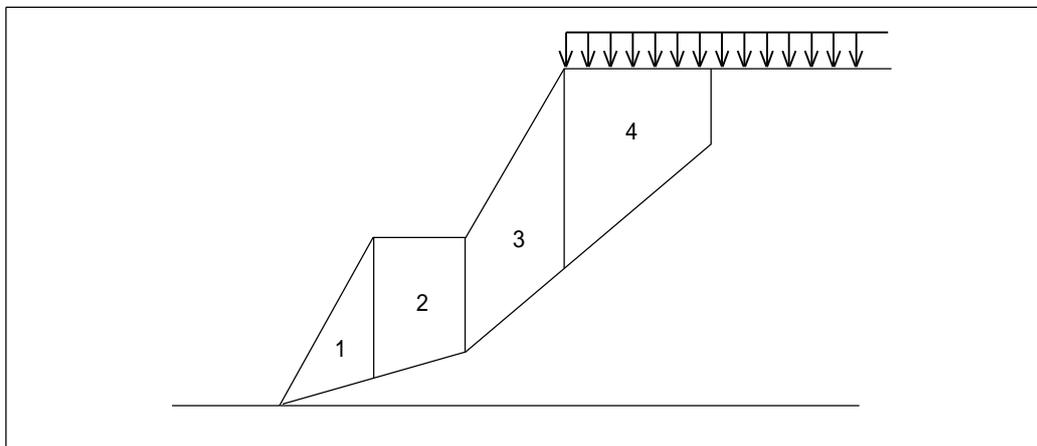
(建設省河川砂防技術基準(案) 同解説 計画編 P.85)

当該斜面では保全対象物などの重要度から、計画安全率は $PF_s = 1.20$ を設定する。

1.3 斜面の安定計算

1.3.1 現地形の安定計算

これまでに設定したすべり面および検討条件のもとで斜面安定計算を行う。



現地形安定計算結果

	$W \cdot \cos$ (kN)	L (m)	$W \cdot \sin$ (kN)	備考
1	158.83	5.20	45.39	
2	116.89	2.08	33.41	
3	302.89	5.94	194.75	
4	145.76	2.38	93.72	上載荷重 q' を含む
計	724.37	15.60	367.27	

現地形の安定度は次式で示すことができる。

$$F_s = \frac{W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi + C \cdot L}{W \cdot \sin \theta}$$

$$= \frac{724.37 \times \tan \phi + C \times 15.60}{367.27}$$

ここで、現地形の安定度を $F_s = 1.00$ と仮定し、 C 、 $\tan \phi$ を逆算法で求める。

$$1.00 = \frac{724.37 \times \tan \phi + C \times 15.60}{367.27}$$

$$1.00 \times 367.27 = 724.37 \times \tan \phi + C \times 15.60$$

$$367.27 = 724.37 \times \tan \phi + C \times 15.60$$

粘着力 C を最大垂直層厚 (4.8 m) の関係で、 $C = 4.8 \text{ kN/m}^2$ とすれば

$$\tan \phi = \frac{367.27 - 4.8 \times 15.60}{724.37}$$

$$= 0.40365 \quad (\phi = 21.98^\circ) \text{ となる。}$$

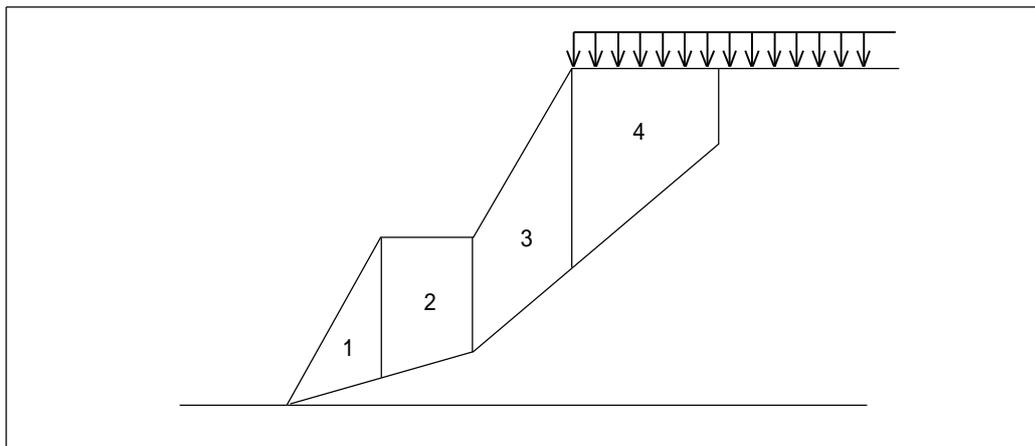
以上から、当該すべり面の強度定数として以下の値を設定する。

$$C = 4.8 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\tan \phi = 0.40365$$

1.3.2 計画斜面の安定計算

計画斜面安定計算は、以下のように計算する。



計画地形安定計算結果

	W・cos (kN)	L (m)	W・sin (kN)	備考
1	158.83	5.20	45.39	
2	116.89	2.08	33.41	
3	302.89	5.94	194.75	
4	145.76	2.38	93.72	上載荷重q'を含む
計	724.37	15.60	367.27	

$$F_s = \frac{W \cdot \cos \cdot \tan + C \cdot L}{W \cdot \sin}$$

$$= \frac{724.37 \times 0.40365 + 4.8 \times 15.60}{367.27} = 1.00$$

となる。

1.3.3 のり面上の載荷重

(1) 下位のり面上の載荷重

のり面部分の付加荷重としては以下のものを考え、横枠1スパンあたりで計算を行う。
ここで、 N_x は横枠の本数とする。

・ のり枠自体の重量 W_{c1}

縦枠の重量 W_{cy1}

$$\begin{aligned} W_{cy1} &= L_{y1} \cdot b_y \cdot h_y \cdot c = 4.000 \times 0.400 \times 0.400 \times 23.0 \\ &= 14.72 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

横枠の重量 W_{cx1}

$$\begin{aligned} W_{cx1} &= (\ell_x - b_y) \cdot b_x \cdot h_x \cdot N_x \cdot c \\ &= (2.000 - 0.400) \times 0.400 \times 0.400 \times 2 \times 23.0 \\ &= 11.78 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

よって、 W_{c1} は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} W_{c1} &= W_{cy1} + W_{cx1} = 14.72 + 11.78 \\ &= 26.50 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・ 中詰め材の重量 W_{e1}

$$\begin{aligned} W_{e1} &= \{L_{y1} - (b_x \cdot N_x)\} \cdot (\ell_x - b_y) \cdot h_e \cdot e \\ &= \{4.000 - (0.400 \times 2)\} \times (2.000 - 0.400) \times 0.050 \times 14.0 \\ &= 3.58 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

よって、横枠1スパン当たりにかかる重量 W_1 は、以下ようになる。

$$\begin{aligned} W_1 &= W_{c1} + W_{e1} \\ &= 26.50 + 3.58 \\ &= 30.08 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

したがって、単位幅当たりの載荷重 W_1' は以下ようになる。

$$\begin{aligned} W_1' &= \frac{W_1}{\ell_x} = \frac{30.08}{2.000} \\ &= 15.04 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

(2) 下位小段部分の上載荷重

$$W_2' = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

(3) 上位のり面上の載荷重

のり面部分の付加荷重としては以下のものを考え、横枠1スパンあたりで計算を行う。
ここで、 N_x は横枠の本数とする。

・ のり枠自体の重量 W_{c2}

縦枠の重量 W_{cy2}

$$\begin{aligned} W_{cy2} &= L_{y2} \cdot b_y \cdot h_y \cdot c = 2.000 \times 0.400 \times 0.400 \times 23.0 \\ &= 7.36 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

横枠の重量 W_{cx2}

$$\begin{aligned} W_{cx2} &= (\ell_x - b_y) \cdot b_x \cdot h_x \cdot N_x \cdot c \\ &= (2.000 - 0.400) \times 0.400 \times 0.400 \times 1 \times 23.0 \\ &= 5.89 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

よって、 W_{c2} は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} W_{c2} &= W_{cy2} + W_{cx2} = 7.36 + 5.89 \\ &= 13.25 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・ 中詰め材の重量 W_{e2}

$$\begin{aligned} W_{e2} &= \{L_{y2} - (b_x \cdot N_x)\} \cdot (\ell_x - b_y) \cdot h_e \cdot e \\ &= \{2.000 - (0.400 \times 1)\} \times (2.000 - 0.400) \times 0.050 \times 14.0 \\ &= 1.79 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

よって、横枠1スパン当たりにかかる重量 W_3 は、以下ようになる。

$$\begin{aligned} W_3 &= W_{c2} + W_{e2} \\ &= 13.25 + 1.79 \\ &= 15.04 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

したがって、単位幅当たりの載荷重 W_3' は以下ようになる。

$$\begin{aligned} W_3' &= \frac{W_3}{\ell_x} = \frac{15.04}{2.000} \\ &= 7.52 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

(4) 上位小段部分の上載荷重

$$W_4' = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

計画地形安定計算結果

	W・cos (kN)	L (m)	W・sin (kN)	備考
1	158.83	5.20	45.39	
2	116.89	2.08	33.41	
3	302.89	5.94	194.75	
4	145.76	2.38	93.72	上載荷重q'を含む
W1'	14.46	-	4.13	
W2'	0.00	-	0.00	
W3'	6.33	-	4.07	
W4'	0.00	-	0.00	
計	745.16	15.60	375.47	

したがって付加荷重後の安定度は次式で計算する。

$$F_s = \frac{W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + C \cdot L}{W \cdot \sin \alpha}$$

$$= \frac{745.16 \times 0.40365 + 4.8 \times 15.60}{375.47} = 1.00$$

計画安全率を $PF_s = 1.20$ とすれば、斜面の安定性を維持するのに必要な力、必要抑止力 Pr を付加した場合の安定度は次式によって求めることができる。

$$PF_s = \frac{W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + C \cdot L + Pr}{W \cdot \sin \alpha}$$

Pr は次式で算出できることになる。

$$Pr = PF_s \cdot W \cdot \sin \alpha - W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi - C \cdot L$$

$$= 1.20 \times 375.47 - 745.16 \times 0.40365 - 4.8 \times 15.60$$

$$= 75.0 \quad (\text{kN/m})$$

したがって、単位幅当たり 75.0 (kN/m) の抑止力を付加する必要がある。

2 アンカーの設計荷重

アンカーの設計荷重 P_t は、 $\theta = \theta' + \theta'' = 62.74^\circ$ とすると以下のように計算できる。

$$\begin{aligned}
 P_t &= \frac{Pr}{\sin \theta \cdot \tan \theta + \cos \theta} \cdot \frac{@}{n} \\
 &= \frac{75.0}{\sin(62.74) \times \tan(21.98) + \cos(62.74)} \times \frac{2.000}{3} \\
 &= 61.2 \quad (\text{kN/本})
 \end{aligned}$$

3 アンカーの検討

3.1 テンドンの選定

鋼材名 タイプルアンカーU型

規格名 F20UA

許容応力は、テンドン極限引張り力 T_{us} 、テンドン降伏引張り力 T_{ys} に対してそれぞれ以下のように計算できる。

$$0.60 \cdot T_{us} = 0.60 \times 261 = 156.60 \text{ (kN)} \quad P_t = 61.2 \text{ (kN/本)} \cdots \text{OK}$$

$$0.75 \cdot T_{ys} = 0.75 \times 222 = 166.50 \text{ (kN)} \quad P_t = 61.2 \text{ (kN/本)} \cdots \text{OK}$$

$$\cdot \text{テンドン極限引張り力 } T_{us} = 261 \text{ (kN)}$$

$$\cdot \text{テンドン降伏引張り力 } T_{ys} = 222 \text{ (kN)}$$

以上より、このテンドンは、設計アンカー力に対して安全である。

3.2 アンカー長

地山とグラウトの付着長は、

$$\begin{aligned} L_{a1} &= \frac{P_t \cdot F_{sa}}{\cdot d_a \cdot} = \frac{61.2 \times 10^3 \times 2.5}{\times 115 \times 0.45} \\ &= 942 \text{ (mm)} \quad 0.95 \text{ (m)} \end{aligned}$$

グラウトとテンドンの付着長は、

$$\begin{aligned} L_{a2} &= \frac{P_t}{U \cdot b} = \frac{61.2 \times 10^3}{119.7 \times 1.60} \\ &= 320 \text{ (mm)} \quad 0.32 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここで、グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（H15,P.100）で、「アンカー体長は、3m以上、10m以下を標準とする。」と規定されていることから、アンカー体長を $L_a = 3.00 \text{ (m)}$ とする。

自由長を $L_f = 4.00 \text{ (m)}$ とするとアンカーの全長は以下のようなになる。

$$\begin{aligned} L_A &= L_f + L_a = 4.00 + 3.00 \\ &= 7.00 \text{ (m)} \end{aligned}$$

4 地盤支持力の検討

4.1 検討条件

許容支持力	$q_a = 200$	(kN/m^2)
縦スパン長	$l_y = 2.000$	(m)
横スパン長	$l_x = 2.000$	(m)
枠幅(縦枠)	$b_y = 400$	(mm) = 0.400 (m)
枠幅(横枠)	$b_x = 400$	(mm) = 0.400 (m)

4.2 検討結果

アンカー1本当たりの負担する載荷面積 A は

$$\begin{aligned}
 A &= b_x \cdot l_x + b_y \cdot (l_y - b_x) \\
 &= 0.400 \times 2.000 + 0.400 \times (2.000 - 0.400) \\
 &= 1.440 \quad (\text{m}^2)
 \end{aligned}$$

アンカー1本当たりの設計引張力 $P_t = 61.2$ (kN/本)から地盤支持力は次のようになる。

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{P_t}{A} = \frac{61.2}{1.440} \\
 &= 43 \quad (\text{kN/m}^2) \quad q_a = 200 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

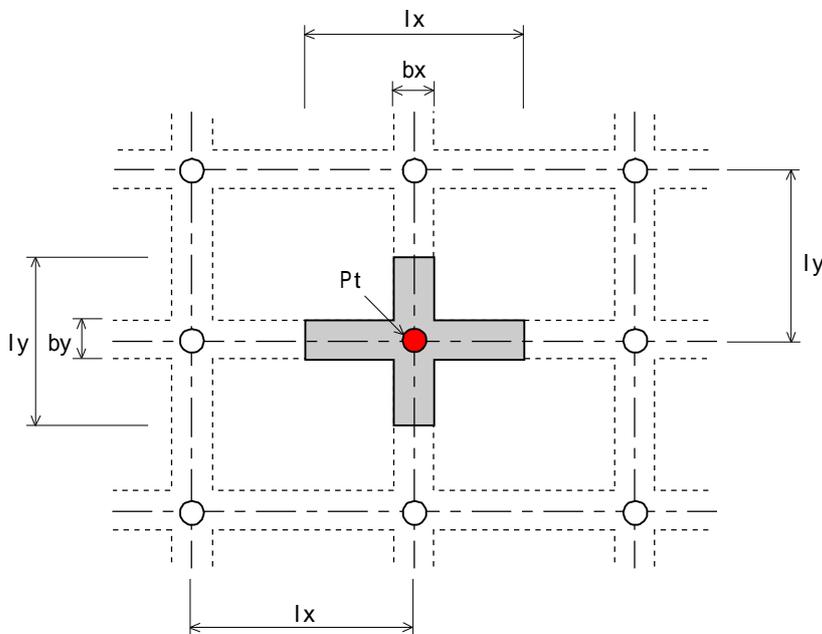


図 アンカーを全格子点に打設した場合の載荷面積

5 等分布荷重（上位のり面）

アンカーの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。

5.1 荷重の負担

荷重を分担するのり枠長さを次のように考える。

縦枠： 全設計荷重をのり枠長で均等配分する。

$$\begin{aligned} l_1 &= \frac{L_{y2}}{n_{y2}} = \frac{2.000}{1} \\ &= 2.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

横枠： 全設計荷重をのり枠長で均等配分する。

$$\begin{aligned} l_2 &= \frac{L_x}{n_x} = \frac{20.000}{10} \\ &= 2.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

よって、等分布荷重は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} w &= \frac{Pt}{(l_1 + l_2) - b} \\ &= \frac{61.2}{(2.000 + 2.000) - 0.400} \\ &= 17.00 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

6 曲げモーメント・せん断力の算出(上位のり面 縦枠)

6.1 張出し部

最大曲げモーメント M_{\max}

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{2} \cdot w \cdot l_{pd}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 17.00 \times 1.000^2 \\ &= 8.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

最大せん断力 S_{\max}

$$\begin{aligned} S_{\max} &= w \cdot l_{pd} \\ &= 17.00 \times 1.000 \\ &= 17.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

7 曲げモーメント・せん断力の算出(上位のり面 横枠)

7.1 第一内部支点

最大曲げモーメント M_{\max}

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{9} \cdot w \cdot l_{px}^2 \\ &= \frac{1}{9} \times 17.00 \times 2.000^2 \\ &= 7.56 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

最大せん断力 S_{\max}

$$\begin{aligned} S_{\max} &= \frac{3}{5} \cdot w \cdot l_{px} \\ &= \frac{3}{5} \times 17.00 \times 2.000 \\ &= 20.40 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

7.2 張出し部

最大曲げモーメント M_{\max}

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{2} \cdot w \cdot l_{pb2}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 17.00 \times 1.000^2 \\ &= 8.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

最大せん断力 S_{\max}

$$\begin{aligned} S_{\max} &= w \cdot l_{pb2} \\ &= 17.00 \times 1.000 \\ &= 17.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

8 等分布荷重（下位のり面）

アンカーの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。

8.1 荷重の負担

荷重を分担するのり枠長さを次のように考える。

縦枠： 全設計荷重をのり枠長で均等配分する。

$$\begin{aligned} l_1 &= \frac{L_{y1}}{n_{y1}} = \frac{4.000}{2} \\ &= 2.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

横枠： 全設計荷重をのり枠長で均等配分する。

$$\begin{aligned} l_2 &= \frac{L_x}{n_x} = \frac{20.000}{10} \\ &= 2.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

よって、等分布荷重は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} w &= \frac{Pt}{(l_1 + l_2) - b} \\ &= \frac{61.2}{(2.000 + 2.000) - 0.400} \\ &= 17.00 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

9 曲げモーメント・せん断力の算出(下位のり面 縦枠)

9.1 スパン中央部

最大曲げモーメント Mmax

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{1}{8} \cdot w \cdot (l_{py}^2 - 4 \cdot l_{pc1}^2) \\
 &= \frac{1}{8} \times 17.00 \times (2.000^2 - 4 \times 1.000^2) \\
 &= 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

最大せん断力 Smax

$$\begin{aligned}
 S_{\max} &= \frac{1}{2} \cdot w \cdot l_{py} \\
 &= \frac{1}{2} \times 17.00 \times 2.000 \\
 &= 17.00 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

9.2 張出し部

最大曲げモーメント Mmax

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{1}{2} \cdot w \cdot l_{pd1}^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 17.00 \times 1.000^2 \\
 &= 8.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

最大せん断力 Smax

$$\begin{aligned}
 S_{\max} &= w \cdot l_{pd1} \\
 &= 17.00 \times 1.000 \\
 &= 17.00 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

10 曲げモーメント・せん断力の算出(下位のり面 横枠)

10.1 第一内部支点

最大曲げモーメント M_{\max}

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{9} \cdot w \cdot l_{px}^2 \\ &= \frac{1}{9} \times 17.00 \times 2.000^2 \\ &= 7.56 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

最大せん断力 S_{\max}

$$\begin{aligned} S_{\max} &= \frac{3}{5} \cdot w \cdot l_{px} \\ &= \frac{3}{5} \times 17.00 \times 2.000 \\ &= 20.40 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

10.2 張出し部

最大曲げモーメント M_{\max}

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{2} \cdot w \cdot l_{pb1}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 17.00 \times 1.000^2 \\ &= 8.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

最大せん断力 S_{\max}

$$\begin{aligned} S_{\max} &= w \cdot l_{pb1} \\ &= 17.00 \times 1.000 \\ &= 17.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

11 最大曲げモーメント・最大せん断力の決定

縦枠及び横枠に発生する曲げモーメント・せん断力は以下のようなになる。

			曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
上位のり面	縦 枠	第一内部支点		
		張出し部	8.50	17.00
	横 枠	第一内部支点	7.56	20.40
		張出し部	8.50	17.00
下位のり面	縦 枠	スパン中央部	0.00	17.00
		張出し部	8.50	17.00
	横 枠	第一内部支点	7.56	20.40
		張出し部	8.50	17.00

したがって、最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下のようなになる。

$$\text{最大曲げモーメント } M_{\max} = 8.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{最大せん断力 } S_{\max} = 20.40 \text{ (kN)}$$

12 限界状態設計

12.1 限界状態の照査 (縦横)

のり枠の材料はモルタルを使用する。以下、枠材と表記する。

12.1.1 材料および断面諸元

(1) のり枠部分

枠幅	b	=	400	(mm)
枠高	h	=	400	(mm)
有効高	d	=	315	(mm)
箱抜き径 (外径)	D	=	140	(mm)
枠材の設計基準強度 (圧縮強度の特性値)	f_{ck}	=	18	(N/mm ²)
枠材のヤング係数	E_c	=	22.0	(kN/mm ²)

(2) 主鉄筋 (引張鉄筋)

種類	SD345	D10	
鉄筋径	=	10	(mm)
本数	n	=	4 (本)
引張鉄筋量	A_s	=	285.3 (mm ²)
鉄筋の引張降伏強度の特性値	f_{yk}	=	345 (N/mm ²)
鉄筋のヤング係数	E_s	=	200 (kN/mm ²)

(3) せん断補強筋

せん断補強筋としてスターラップを配置する。

種類	SD345	D13	
スターラップ径	w	=	13 (mm)
本数	n_w	=	2 (本)
スターラップの配置間隔	s	=	300 (mm)
区間sにおけるスターラップの総断面積	A_w	=	253.4 (mm ²)
せん断補強筋の引張降伏強度の特性値	f_{wyk}	=	345 (N/mm ²)

(4) 配置

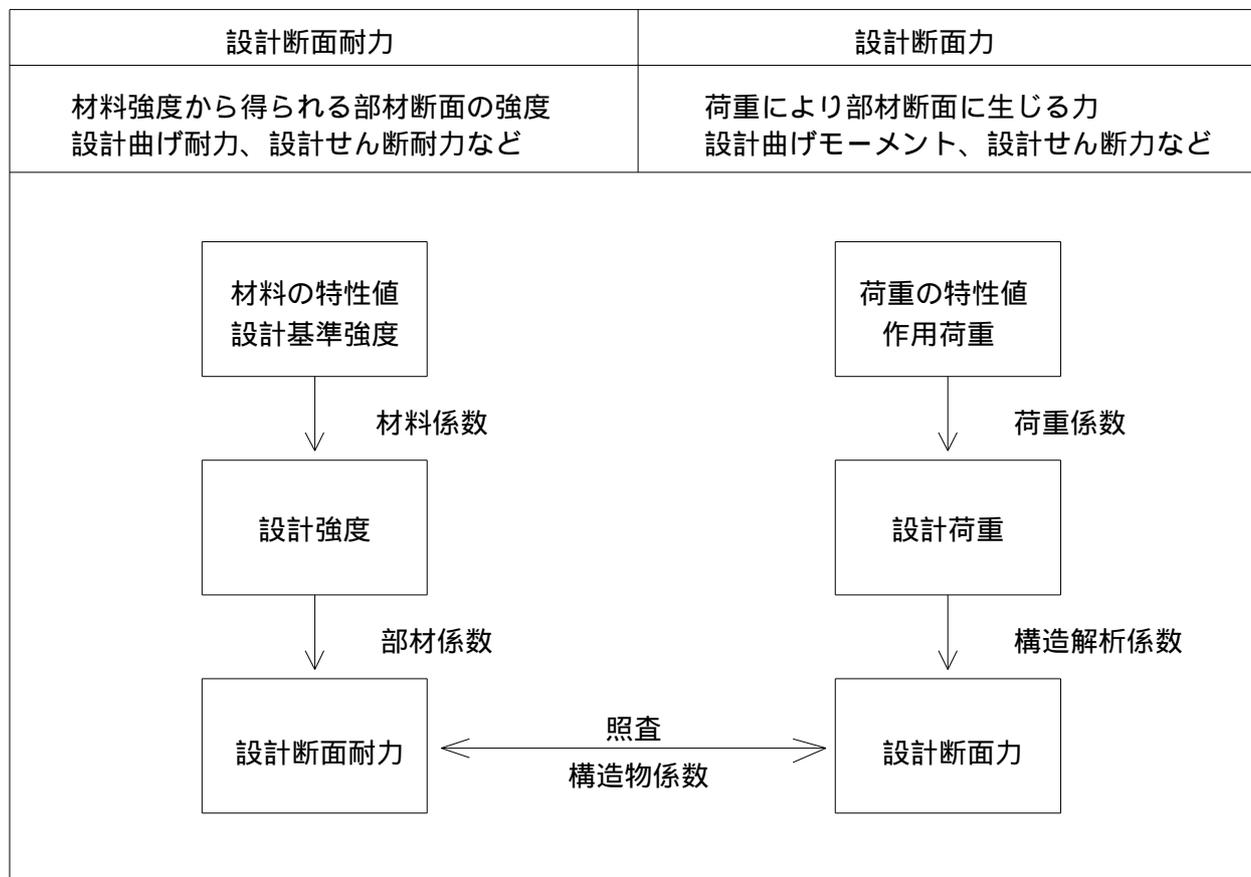
鉄筋の配置長	l_1	=	286	(mm)
引張鉄筋かぶり	c	=	$h - (d + \frac{\quad}{2}) = 80$	(mm)
鉄筋の中心間隔 (鉄筋が配置される区間に、鉄筋を均等に配置したときの値)	C_s	=	$\frac{l_1}{n - 1} = 92$	(mm)
鉄筋のあき (鉄筋が配置される区間に、鉄筋を均等に配置したときの値)	a	=	$C_s - \quad = 82$	(mm)

12.1.2 部分安全係数

部分安全係数は、材料強度や部材寸法のばらつき、構造物や部材の重要度、構造解析の不確実性を考慮して、以下のように定める。

限界状態	安全係数		部材係数		構造解析係数 a	荷重係数 f	構造物係数 i
	材料係数 c	鋼材 s	b				
終局限界状態	1.30	1.00	曲げ・軸耐力	1.15	1.00	1.20	1.20
			枠材が負担するせん断耐力	1.30			
			せん断補強筋が負担するせん断耐力	1.10			
			斜め圧縮破壊耐力	1.30			
使用限界状態	1.00		1.00		1.00	1.00	1.00

部分安全係数は、設計断面耐力および設計断面力の計算過程の中で用いる。



12.1.3 設計荷重および設計断面力

のり枠工の設計断面力の算出に用いる設計荷重は、作用荷重に荷重係数を乗じて求める。

よって、先に求めた最大曲げモーメントおよび最大せん断力に荷重係数を乗じることにより、設計荷重を考慮した断面力を求めることができる。

限界状態	設計荷重 (作用荷重 × f)	設計荷重を考慮した断面力	
終局限界状態	作用荷重 × 1.20	最大曲げモーメント M'	10.20 (kN・m)
		最大せん断力 V'	24.48 (kN)
使用限界状態	作用荷重 × 1.00	最大曲げモーメント M'	8.50 (kN・m)
		最大せん断力 V'	20.40 (kN)

設計断面力は、設計荷重を考慮した断面力に対して、構造解析係数を乗じて求める。

限界状態	構造解析係数 a	設計断面力	
終局限界状態	1.00	設計曲げモーメント M_d	10.20 (kN・m)
		設計せん断力 V_d	24.48 (kN)
使用限界状態	1.00	設計曲げモーメント M_d	8.50 (kN・m)
		設計せん断力 V_d	20.40 (kN)

12.1.4 曲げモーメントに対する照査

のり枠の安全性能の照査として、曲げに対して検討する必要がある。

ここでは、曲げモーメントが作用することによって、断面破壊の終局限界状態に至らないことを確認する。

(1) 引張鉄筋量の検討

軸方向引張鉄筋量が多すぎると、断面破壊時に枠材の圧縮破壊が先行し、脆性的な破壊を生じる場合がある。そこで、引張鉄筋量の最大値を釣合鉄筋比の75%とし、引張鉄筋比がこれ以下となることを確認する。

$$\begin{aligned} \text{釣合鉄筋比に関する係数} &= 0.88 - 0.004 \cdot f'_{ck} = 0.88 - 0.004 \times 18 \\ &= 0.81 \quad (0.68) = 0.68 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{枠材の終局ひずみ} \quad \epsilon'_{cu} &= \frac{155 - f'_{ck}}{30000} = \frac{155 - 18}{30000} \\ &= 0.0046 \quad (0.0025 \quad \epsilon'_{cu} \quad 0.0035) \quad \epsilon'_{cu} = 0.0035 \end{aligned}$$

$$\text{枠材の設計圧縮強度} \quad f'_{cd} = \frac{f'_{ck}}{c} = \frac{18}{1.30} = 13.85 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{鉄筋の設計引張降伏強度} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{s} = \frac{345}{1.00} = 345 \quad (\text{N/mm}^2)$$

鉄筋比 p は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} p &= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{285.3}{400 \times 315} \\ &= 0.00226 \end{aligned}$$

釣合鉄筋比 p_b は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} p_b &= \frac{\epsilon'_{cu}}{\epsilon'_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot \frac{f'_{cd}}{f_{yd}} \\ &= 0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{345}{200 \times 10^3}} \times \frac{13.85}{345} \\ &= 0.01829 \end{aligned}$$

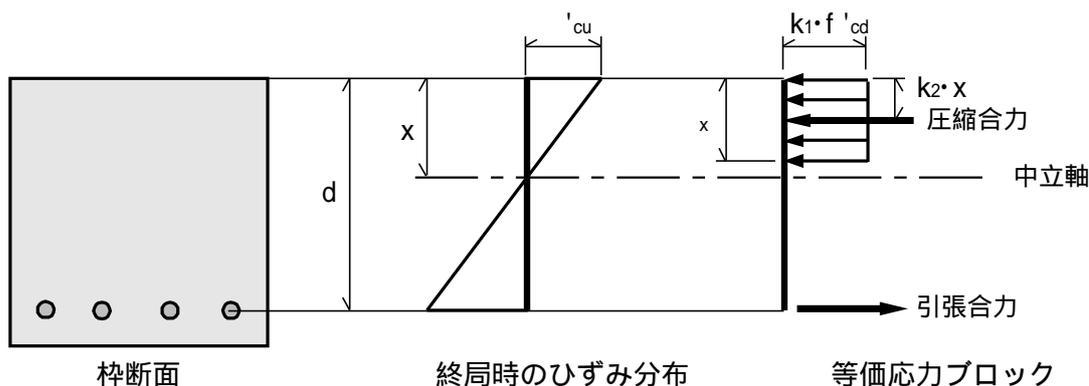
よって、 $p = 0.00226$ 、 $0.75 \cdot p_b = 0.01372$ となり、引張鉄筋が先に降伏することになる。 ... OK

(2) 設計曲げ耐力

曲げモーメントを受けるのり枠の設計断面耐力は、以下の仮定に基づいて計算する。

- ・ 維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例する。
- ・ 枠材の引張応力は無視する。
- ・ 枠材および鉄筋の応力 - ひずみ曲線は、非線形モデルを用いる。

また、断面のひずみがすべて圧縮とはならないものとし、枠材の圧縮応力度分布を等価応力ブロックとして考えて計算する。



$$\begin{aligned} \text{曲げ耐力の等価応力ブロックに関する係数} &= 0.52 + 80 \cdot \epsilon_{cu} = 0.52 + 80 \times 0.0035 \\ &= 0.8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{強度の低減係数} \quad k_1 &= 1 - 0.0030 \cdot f_{ck} = 1 - 0.0030 \times 18 \\ &= 0.95 \quad (k_1 \geq 0.85) \quad k_1 = 0.85 \end{aligned}$$

$$\text{圧縮縁から中立軸までの距離}x\text{に対する圧縮合力までの距離の比} \quad k_2 = \frac{0.8}{2} = \frac{0.8}{2} = 0.4$$

終局曲げ耐力 M_u は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} M_u &= b \cdot d^2 \cdot p \cdot f_{yd} \cdot \left(1 - \frac{k_2}{k_1} \cdot \frac{p \cdot f_{yd}}{f'_{cd}}\right) \\ &= 400 \times 315^2 \times 0.00226 \times 345 \times \left(1 - \frac{0.4}{0.8 \times 0.85} \times \frac{0.00226 \times 345}{13.85}\right) \\ &= 29.92 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)} = 29.92 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

設計曲げ耐力 M_{ud} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} M_{ud} &= \frac{M_u}{b} = \frac{29.92}{1.15} \\ &= 26.02 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(3) 安全性の照査

$$i \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} = 1.20 \times \frac{10.20}{26.02} = 0.48 \quad 1.00 \dots \text{OK}$$

12.1.5 せん断力に対する照査

のり枠の安全性能の照査として、せん断に対して検討する必要がある。

ここでは、せん断力が作用することによって、断面破壊の終局限界状態に至らないことを確認する。

(1) 枠材が負担する設計せん断耐力

$$\begin{aligned} \text{枠材のせん断強度} \quad f_{vcd} &= 0.20 \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}} = 0.20 \times \sqrt[3]{13.85} \\ &= 0.48 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (f_{vcd} \ 0.72) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断耐力の有効高さに関する係数} \quad d &= \sqrt[4]{1000/d} = \sqrt[4]{1000 / 315} \\ &= 1.33 \quad (d \ 1.5) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断耐力の軸方向鉄筋比に関する} \\ \text{係数} \quad p &= \sqrt[3]{100 \cdot p} = \sqrt[3]{100 \times 0.00226} \\ &= 0.61 \quad (p \ 1.5) \end{aligned}$$

$$\text{せん断耐力の軸方向力に関する係数} \quad n = 1.00 \quad (\text{のり枠では軸方向力は作用しない})$$

枠材が負担する設計せん断耐力 V_{cd} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} V_{cd} &= \frac{d \cdot p \cdot n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d}{b} \\ &= \frac{1.33 \times 0.61 \times 1.00 \times 0.48 \times 400 \times 315}{1.30} \\ &= 37.74 \times 10^3 \text{ (N)} = 37.74 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) せん断補強筋が負担する設計せん断耐力

$$\begin{aligned} \text{せん断補強筋の設計引張降伏強度} \quad f_{wyd} &= \frac{f_{wyk}}{s} = \frac{345}{1.00} \\ &= 345 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力の合力作用位置から引張鉄筋} \\ \text{図芯までの距離} \quad z &= \frac{d}{1.15} = \frac{315}{1.15} \\ &= 273.9 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

せん断補強筋が負担する設計せん断耐力 V_{sd} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} V_{sd} &= \frac{A_w \cdot f_{wyd}}{s} \times \frac{z}{b} \\ &= \frac{253.4 \times 345}{300} \times \frac{273.9}{1.10} \\ &= 72.56 \times 10^3 \text{ (N)} = 72.56 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(3) 設計せん断耐力

設計せん断耐力 V_{yd} は、枠材が負担する設計せん断耐力に、せん断補強筋が負担する設計せん断耐力を合わせたものであるから、以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} V_{yd} &= V_{cd} + V_{sd} = 37.74 + 72.56 \\ &= 110.30 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

(4) 枠材腹部の設計斜め圧縮破壊耐力の検討

せん断補強筋が多量に配置されている場合には、せん断補強筋が降伏せずに、枠材腹部の圧縮破壊によって、ぜい性的な破壊に至る場合がある。そこで、この破壊を避けるために、設計せん断耐力が、枠材腹部の設計斜め圧縮破壊耐力以下となることを確認する。

$$\begin{aligned} \text{枠材腹部の設計斜め圧縮強度} \quad f_{wcd} &= 1.25 \cdot \sqrt{f'_{cd}} = 1.25 \times \sqrt{13.85} \\ &= 4.65 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (f_{wcd} \quad 7.8) \end{aligned}$$

枠材腹部の設計斜め圧縮破壊耐力 V_{wcd} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} V_{wcd} &= \frac{f_{wcd} \cdot b \cdot d}{b} = \frac{4.65 \times 400 \times 315}{1.30} \\ &= 450.69 \times 10^3 \text{ (N)} = 450.69 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

よって、 $V_{yd} = 110.30 \text{ (kN)}$ $V_{wcd} = 450.69 \text{ (kN)}$ となり、
せん断補強筋が先に降伏することになる。 ... OK

(5) 安全性の照査

$$i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} = 1.20 \times \frac{24.48}{110.30} = 0.27 \quad 1.00 \quad \dots \quad \text{OK}$$

12.1.6 曲げひび割れに対する照査

のり枠の使用性能の照査として、曲げひび割れに対して検討する必要がある。

ここでは、曲げひび割れ幅が許容ひび割れ幅以下になることを確認する。

(1) 許容ひび割れ幅

許容ひび割れ幅 w_a は、引張鉄筋のかぶりと鉄筋の腐食に対する環境条件によって決まる。
引張鉄筋のかぶり $c = 80 \text{ mm}$ を用いて、「一般の環境」として求める。

$$\begin{aligned} w_a &= 0.0050 \cdot c = 0.0050 \times 80 \\ &= 0.400 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

(2) 鉄筋応力度の増加量

鉄筋位置の枠材の応力度が0の状態からの鉄筋応力度の増加量は、のり枠の場合は鉄筋の引張応力度となる。

$$\text{鉄筋比} \quad p = 0.00226$$

$$\begin{aligned} \text{ヤング係数比} \quad n' &= \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{22.0} \\ &= 9.09 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{係数} \quad k &= \sqrt{2 \cdot n' \cdot p + (n' \cdot p)^2} - n' \cdot p \\ &= \sqrt{2 \times 9.09 \times 0.00226 + (9.09 \times 0.00226)^2} - 9.09 \times 0.00226 \\ &= 0.183 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{係数} \quad j &= 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.183}{3} \\ &= 0.939 \end{aligned}$$

鉄筋応力度の増加量 s_e は、以下のように計算できる。

$$s_e = \frac{M_d}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{8.50 \times 10^6}{285.3 \times 0.939 \times 315} = 100.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(3) 曲げひび割れ幅

$$\text{鋼材の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 } k_1 = 1.00$$

$$\text{枠材の品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 } k_2 = 0.90$$

$$\begin{aligned} \text{引張鉄筋の段数の影響を表す係数} \\ \text{(段数 : } N = 1 \text{)} \quad k_3 &= \frac{5 \cdot (N + 2)}{7 \cdot N + 8} = 1.0 \end{aligned}$$

$$\text{枠材の収縮等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値} \quad i_{csd} = 150 \times 10^{-6}$$

曲げひび割れ幅 w は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} w &= 1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot (4 \cdot c + 0.7 \cdot (C_s -)) \left(\frac{se}{E_s} + i_{csd} \right) \\ &= 1.1 \times 1.00 \times 0.90 \times 1.0 \times (4 \times 80 + 0.7 \times (92 - 10)) \times \left(\frac{100.72}{200 \times 10^3} + 150 \times 10^{-6} \right) \\ &= 0.244 \quad (\text{mm}) \end{aligned}$$

(4) 安全性の照査

$$i \cdot \frac{w}{w_a} = 1.00 \times \frac{0.244}{0.400} = 0.61 \quad 1.00 \quad \dots \text{OK}$$

12.1.7 せん断ひび割れに対する照査

のり枠の使用性能の照査として、せん断ひび割れに対して検討する必要がある。

ここでは、設計荷重作用時のせん断補強筋の応力度が制限値以下になることを確認する。

(1) 枠材が負担する設計せん断耐力

$$\text{枠材の設計圧縮強度} \quad f'_{cd} = \frac{f_{ck}}{c} = \frac{18}{1.00} = 18.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{枠材のせん断強度} \quad f_{vcd} &= 0.20 \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}} = 0.20 \times \sqrt[3]{18.00} \\ &= 0.52 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (f_{vcd} = 0.72) \end{aligned}$$

$$\text{せん断耐力の有効高に関する係数} \quad d = 1.33$$

$$\text{せん断耐力の軸方向鉄筋比に関する係数} \quad p = 0.61$$

$$\text{せん断耐力の軸方向力に関する係数} \quad n = 1.00$$

枠材が負担する設計せん断耐力 V_{cd} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} V_{cd} &= \frac{d \cdot p \cdot n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d}{b} \\ &= \frac{1.33 \times 0.61 \times 1.00 \times 0.52 \times 400 \times 315}{1.00} \\ &= 53.16 \times 10^3 \text{ (N)} = 53.16 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) せん断ひび割れの検討

設計せん断力 V_d が、枠材が負担する設計せん断耐力 V_{cd} の70%より小さい場合は、せん断ひび割れの検討を省略することができる。

よって、 $V_d = 20.40 \text{ (kN)} < 0.7 \cdot V_{cd} = 37.21 \text{ (kN)}$ となるため、せん断ひび割れの検討を省略できる。

13 支圧応力度の検討

13.1 許容支圧応力度

枠材の設計基準強度	$f'_{ck} = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
プレートの幅	$u = 210 \text{ (mm)}$
箱抜き径	$D = 140 \text{ (mm)}$
枠幅	$b = 400 \text{ (mm)}$
枠材面の全面積	$A = b^2 = 400^2$ $= 160000 \text{ (mm}^2\text{)}$
プレートの有効面積	$A_p = u^2 - D^2 \cdot \frac{\quad}{4} = 210^2 - 140^2 \times \frac{\quad}{4}$ $= 28706 \text{ (mm}^2\text{)}$

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。

$$\begin{aligned}
 b_a &= \left(0.25 + 0.05 \cdot \frac{A}{A_p} \right) \cdot f'_{ck} \\
 &= \left(0.25 + 0.05 \times \frac{160000}{28706} \right) \times 18 \\
 &= 9.51 \text{ (N/mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ただし、設計基準強度の 50% 以内に抑えるものとする。

$$\begin{aligned}
 b_a &= 0.5 \cdot f'_{ck} = 0.5 \times 18 \\
 &= 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

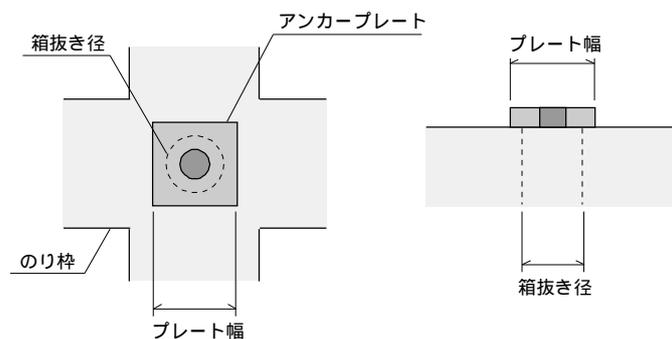
したがって、許容支圧応力度 b_a は、以下の値となる。

$$b_a = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

13.2 支圧応力度

支圧応力度 b を照査する。

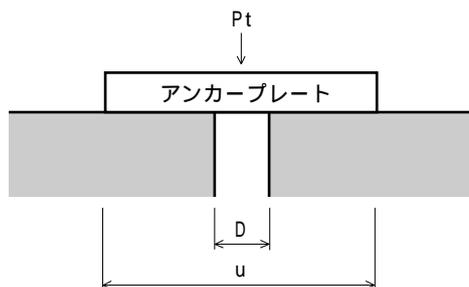
$$\begin{aligned}
 b &= \frac{P_t}{A_p} = \frac{61.2 \times 10^3}{28706} \\
 &= 2.14 \text{ (N/mm}^2\text{)} \qquad b_a = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}
 \end{aligned}$$



14 アンカープレートの検討

14.1 曲げモーメント

プレートの許容曲げ応力度	$p_a = 140 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
プレートの幅	$u = 210 \text{ (mm)}$
箱抜き径	$D = 140 \text{ (mm)}$



プレートを二方向性の梁と考えると、梁に作用する荷重 P_x 、 P_y は、以下のように計算される。

$$P_x = P_y = \frac{P_t}{2} = \frac{61.2 \times 10^3}{2}$$

$$= 30600 \text{ (N)}$$

したがって、曲げモーメントは以下のように計算できる。

$$M = \frac{P_x \cdot D}{4} = \frac{30600 \times 140}{4}$$

$$= 1071000 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$$

14.2 プレートの厚さ

プレートの必要厚さ t は、以下のように計算できる。

$$t = \sqrt{6 \cdot \frac{M}{u \cdot p_a}} = \sqrt{6 \times \frac{1071000}{210 \times 140}}$$

$$= 14.8 \text{ (mm)}$$

市場性を考慮して、プレートの厚さを $t = 15 \text{ (mm)}$ とします。

15 鉄筋の重ね継手

15.1 鉄筋の重ね継手長（縦横）

鉄筋の重ね継手長は、基本定着長以上とする。

主鉄筋	D10 - 4 本 (= 10 (mm))
引張鉄筋のかぶり	$c = 80$ (mm)
鉄筋のあき (鉄筋が配置される区間に鉄筋を均等に配置した時の値)	$a = 82$ (mm)
鉄筋の設計引張降伏強度	$f_{yd} = 345$ (N/mm ²)
枠材の設計基準強度	$f'_{ck} = 18$ (N/mm ²)
枠材の材料係数	$\alpha_c = 1.30$
枠材の設計付着強度	$f_{bod} = \frac{0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3}}{\alpha_c} = \frac{0.28 \times 18^{2/3}}{1.30}$ = 1.479 (N/mm ²) (f_{bod} 3.2)
スターラップ	D13 - 2 本 (= 13 (mm))
割裂破壊断面に垂直なスターラップの断面積	$A_t = 253.4$ (mm ²)
スターラップの中心間隔	$s = 300$ (mm)

ここで用いる c は、引張鉄筋のかぶりと定着する鉄筋のあきの半分の値の小さいほうなので、

$$c = \min\left(80, \frac{82}{2}\right) = 41 \text{ (mm)}$$

基本定着長に関する係数 k_c および α_c は、以下のとおりとなる。

$$k_c = \frac{c}{d} + \frac{15 \cdot A_t}{s \cdot d} = \frac{41}{10} + \frac{15 \times 253.4}{300 \times 10}$$

$$= 5.367$$

$$k_c = 5.367 \text{ より、} \alpha_c = 0.6$$

k_c 1.0 の場合	$\alpha_c = 1.0$
1.0 < k_c 1.5 の場合	$\alpha_c = 0.9$
1.5 < k_c 2.0 の場合	$\alpha_c = 0.8$
2.0 < k_c 2.5 の場合	$\alpha_c = 0.7$
2.5 < k_c の場合	$\alpha_c = 0.6$

基本定着長 l_d は、以下のように計算できる。

$$l_d = \frac{\alpha_c \cdot f_{yd} \cdot d}{4 \cdot f_{bod}} = \frac{0.6 \times 345 \times 10}{4 \times 1.479}$$

$$= 350 \text{ (mm)}$$

よって、鉄筋の重ね継手長は、350 mm 以上必要である。