

平成 30 年度

〇〇公園〇〇〇〇線

〇〇〇〇〇〇〇〇工事法面設計

【 〇〇工区 SP = 00,000.000 】

のり面工設計計算書

現場吹付のり砕工

平成 31 年 1 月

〇〇〇〇〇〇〇建設管理部

〇〇〇〇〇設計株式会社

目 次

	Page
§ 1-1. 現場吹付のり枠工の照査形状	1
§ 1-2. 設計断面力	3
§ 1-3. 部分安全係数	5
§ 1-4. 材料強度と特性値	6
§ 1-5. 梁の断面諸係数	8
§ 1-6. 安全性能の照査	9
§ 1-7. 使用性能の照査	14
§ 1-8. 地盤の支持力度の検討	18
§ 1-9. 計算結果	19
付表1-1 鉄筋の質量, 直径, 断面積および周長	20
付表1-2 現場吹付のり枠工の標準枠スパンおよび主鉄筋の標準仕様	20
付表1-3 現場吹付のり枠工のせん断補強筋の標準仕様	20
付表1-4 現場吹付のり枠工の斜面抑止工との標準併用例	20
付表1-5 基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度 (常時値)	21
END	21

§ 1-1. 現場吹付のり枠工の照査形状

以下の形状および構造の現場吹付のり枠工について、限界状態設計法に則り、設計アンカー力に対する梁の断面寸法および鉄筋量の妥当性を検証する。

(1) グラウンドアンカー工

設計アンカー力	$T_d =$	500.0 kN/本
縦方向の打設間隔	$L_1 =$	3.00 m (交点配置)
横方向の打設間隔	$L_2 =$	3.00 m (交点配置)
支圧板の辺長	$a =$	280 mm
箱抜管の外径	$\phi =$	135 mm
地盤の許容支持力度	$q_a =$	200 kN/m ²

(2) 現場吹付のり枠工

縦方向の枠スパン	$L'_1 =$	3.00 m ($L'_1 = L_1 \times 1.0$)
横方向の枠スパン	$L'_2 =$	3.00 m ($L'_2 = L_2 \times 1.0$)
縦梁の張出し長	$L_a =$	1.50 m
横梁の張出し長	$L_b =$	1.50 m
のり枠断面 (梁) の幅	$b =$	500 mm
のり枠断面 (梁) の高さ	$h =$	500 mm (正方形断面 $h = b$)
梁の有効高さ	$d =$	410 mm
引張鉄筋の径	$\phi_s =$	22.20 mm (SD345 D22)
引張鉄筋の本数	$n_s =$	4 本 (D22×4本を上下2段に配置)
引張鉄筋の総断面積	$A_s =$	1,548 mm ² (D22×4本分)
引張鉄筋の配置長	$\ell_1 =$	342 mm
引張鉄筋の芯かぶり	$c = h - d =$	500 - 410 = 90 mm
引張鉄筋の純かぶり	$c_o = c - \phi_s / 2 =$	90 - 22.20 / 2 = 79 mm
引張鉄筋の中心間隔	$c_s = (\ell_1 - n \times \phi_s) / (n - 1)$	
	$= (342 - 4 \times 22.20) / (4 - 1) =$	84 mm

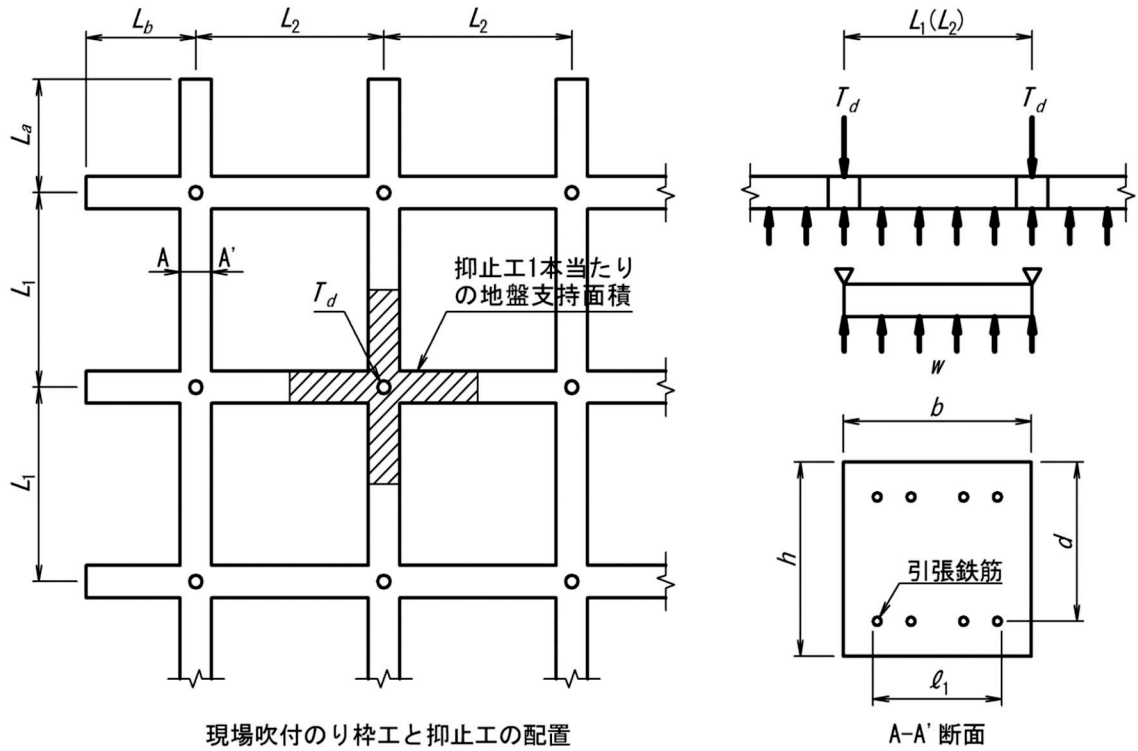


図1-1 現場吹付のり砕工の標準配置と標準断面

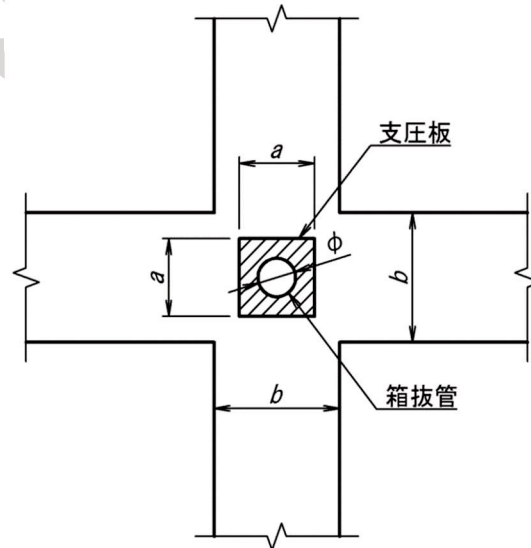


図1-2 のり砕交点の部材配置

Sample

§ 1-2. 設計断面力

現場吹付のり枠工に作用する荷重は、グラウンドアンカー工の設計アンカー力、およびその荷重に対する地盤からの反力とする。

のり枠の断面力（曲げモーメントとせん断力）の算定に当たっては、アンカー工の打設位置を支点とし、地盤反力（等分布荷重）が縦梁と横梁に均等に作用する、二方向性の梁と考える。ただし、のり枠の径間部については連続梁として、のり枠外周の張出し部については片持ち梁として、それぞれの断面力を算定し、大きい値を設計値として採用する。

(1) 径間部に作用する断面力：連続梁

a) 地盤反力

$$\begin{aligned} W &= T_d / (L_1 + L_2 - b) \\ &= 500.0 \times 10^3 / (3,000 + 3,000 - 500) = 90.91 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

b) 作用曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_1 &= (1/9) \times W \times L^2 \\ &= (1/9) \times 90.91 \times 3,000^2 = 90.91 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

ここに、 $L = 3,000 \text{ mm}$ ($\because L_1$ および L_2 の大きい値を採用)

c) 作用せん断力

$$\begin{aligned} V_1 &= (3/5) \times W \times L \\ &= (3/5) \times 90.91 \times 3,000 = 163.64 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

(2) 縦梁の張出し部に作用する断面力：片持ち梁

a) 地盤反力

$$\begin{aligned} W &= T_d / (L'_a + L_1/2 + L_2 - b) \\ &= 500.0 \times 10^3 / (1,500 + 3,000/2 + 3,000 - 500) \\ &= 90.91 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} L'_a &= L_a + L_1 \times 0.0 \quad (\because \text{交点配置}) \\ &= 1,500 + 3,000 \times 0.0 = 1,500 \text{ mm} \end{aligned}$$

b) 作用曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_2 &= (1/2) \times W \times L_a^2 \\ &= (1/2) \times 90.91 \times 1,500^2 = 102.27 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

c) 作用せん断力

$$\begin{aligned} V_2 &= W \times L_a \\ &= 90.91 \times 1,500 = 136.37 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

(3) 横梁の張出し部に作用する断面力：片持ち梁

a) 地盤反力

$$\begin{aligned} W &= T_d / (L'_b + L_2/2 + L_1 - b) \\ &= 500.0 \times 10^3 / (1,500 + 3,000/2 + 3,000 - 500) \\ &= 90.91 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

ここに,

$$\begin{aligned} L'_b &= L_b + L_2 \times 0.0 \quad (\because \text{交点配置}) \\ &= 1,500 + 3,000 \times 0.0 = 1,500 \text{ mm} \end{aligned}$$

b) 作用曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_3 &= (1/2) \times W \times L_b^2 \\ &= (1/2) \times 90.91 \times 1,500^2 = 102.27 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

c) 作用せん断力

$$\begin{aligned} V_3 &= W \times L_b \\ &= 90.91 \times 1,500 = 136.37 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

(4) 設計断面力

a) 設計曲げモーメント

$$M = 102.27 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} \quad (\because M_1, M_2 \text{ および } M_3 \text{ の最大値を採用})$$

a) 設計せん断力

$$V = 163.64 \times 10^3 \text{ N} \quad (\because V_1, V_2 \text{ および } V_3 \text{ の最大値を採用})$$

§ 1-3. 部分安全係数

部分安全係数については、「のり枠工の設計・施工指針(改訂版第3版)；(社)全国特定法面保護協会，平成25年10月」の設計例に準拠し，下表の値を採用する。

表1-1 のり枠工の部分安全係数

限界状態	材料係数 γ_m		部材係数 γ_b	構造解析 係数 γ_a	荷重係数 γ_f	構造物 係数 γ_i
	コンクリート γ_c	鋼材 γ_s				
終局限界状態	1.30	1.00	下記参照	1.00	1.20	1.20
使用限界状態	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

「のり枠工の設計・施工指針(改訂版第3版)；(社)全国特定法面保護協会，平成25年10月」より抜粋

終局限界状態の部材係数についても，同指針の推奨値を準用し，以下のとおりとする。

$$\text{曲げ・軸耐力} (M_{ud}) \quad \gamma_b = 1.15$$

$$\text{コンクリートが負担するせん断耐力} (V_{cd}) \quad \gamma_{b1} = 1.30$$

$$\text{せん断補強筋が負担するせん断耐力} (V_{sd}) \quad \gamma_{b2} = 1.10$$

$$\text{斜め圧縮破壊耐力} (V_{wcd}) \quad \gamma_{b3} = 1.30$$

§ 1-4. 材料強度と特性値

(1) 強度の特性値

コンクリートおよび鉄筋の材料強度の特性値は、以下のとおりとする。

$$\text{コンクリートの圧縮強度の特性値} \quad f'_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{引張鉄筋の引張降伏強度の特性値} \quad f_{yk} = 345 \text{ N/mm}^2$$

(2) 終局限界状態の材料強度

る。

コンクリートの設計圧縮強度

$$\begin{aligned} f'_{cd} &= f'_{ck} / \gamma_c \\ &= 18 / 1.30 = 13.85 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

コンクリートのせん断強度

$$\begin{aligned} f_{vcd} &= 0.20 \times f'_{cd}^{1/3} \quad (\text{ただし, } f_{vcd} \leq 0.72 \text{ N/mm}^2) \\ &= 0.20 \times 13.85^{1/3} = 0.48 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

鉄筋の設計引張降伏強度

$$\begin{aligned} f_{yd} &= f_{yk} / \gamma_s \\ &= 345 / 1.00 = 345 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(3) 使用限界状態の材料強度

る。

コンクリートの設計圧縮強度

$$\begin{aligned} f'_{cd} &= f'_{ck} / \gamma_c \\ &= 18 / 1.00 = 18.00 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

コンクリートのせん断強度

$$\begin{aligned} f_{vcd} &= 0.20 \times f'_{cd}^{1/3} \quad (\text{ただし, } f_{vcd} \leq 0.72 \text{ N/mm}^2) \\ &= 0.20 \times 18.00^{1/3} = 0.52 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(4) 弾性係数, 他

コンクリートの弾性係数

$$E_c = 22.0 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

鉄筋の弾性係数

$$E_s = 200 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

コンクリートの終局ひずみ

$$\varepsilon'_{cu} = \frac{155 - f'_{ck}}{30,000} \quad (\text{ただし, } 0.0025 \leq \varepsilon'_{cu} \leq 0.0035)$$

$$= \frac{155 - 18}{30,000} = 0.0035$$

§ 1-5. 梁の断面諸係数

梁の断面諸係数を算定し，断面破壊時に“鉄筋の降伏破壊よりも，コンクリートの圧縮破壊が先行する，脆性的な破壊形態”とならないことを確認する。

(1) 鉄筋比

$$p = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$= \frac{1,548}{500 \times 410} = 0.00755$$

(2) 釣合鉄筋比

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

$$= 0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + 345 / (200 \times 10^3)} \times \frac{13.85}{345} = 0.01829$$

ここに，

$$f'_{cd} = 13.85 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{終局限界状態})$$

$$f_{yd} = 345 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{終局限界状態})$$

$$\alpha = 0.88 - 0.004 \times f'_{ck} \quad (\text{ただし, } \alpha \leq 0.68)$$

$$= 0.88 - 0.004 \times 18 = 0.68$$

以上より，

$$p \quad (= \quad 0.00755) \quad < \quad 0.75 \times p_b \quad (= \quad 0.01372)$$

⇒ 鉄筋降伏先行型の破壊となる。【OK】

§ 1-6. 安全性能の照査

安全性能の照査は、終局限界状態の曲げ破壊とせん断破壊に対して行う。

(1) 曲げモーメントに対する照査

a) 設計曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_d &= \gamma_f \times M \\ &= 1.20 \times 102.27 \times 10^6 = 122.72 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

ここに,

$$\gamma_f = 1.20 \quad (\text{終局限界状態})$$

b) 設計曲げ耐力の算定

終局曲げ耐力は、次式により算出する。

$$\begin{aligned} M_u &= b \times d^2 \times p \times f_{yk} \times \left(1 - \frac{k_2}{\beta \times k_3} \times \frac{p \times f_{yd}}{f'_{cd}}\right) \\ &= 500 \times 410^2 \times 0.00755 \times 345 \\ &\quad \times \left(1 - \frac{0.4}{0.8 \times 0.85} \times \frac{0.00755 \times 345}{13.85}\right) = 194.71 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

ここに,

$$f'_{cd} = 13.85 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{終局限界状態})$$

$$f_{yd} = 345 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{終局限界状態})$$

等価応力ブロック高さに関する係数

$$\begin{aligned} \beta &= 0.52 + 80 \times \epsilon'_{cu} \\ &= 0.52 + 80 \times 0.0035 = 0.8 \end{aligned}$$

コンクリート強度の低減係数

$$\begin{aligned} k_2 &= \beta / 2 \\ &= 0.8 / 2 = 0.4 \\ k_3 &= 1 - 0.003 \times f'_{ck} \quad (\text{ただし, } k_3 \leq 0.85) \\ &= 1 - 0.003 \times 18 = 0.85 \end{aligned}$$

Copyright (C) 2014-2018 RISE Slope Design Co.Ltd. All Rights Reserved.
設計曲げ耐力は、次式により算出する。

$$M_{ud} = \frac{M_u}{\gamma_b}$$

$$= \frac{194.71 \times 10^6}{1.15} = 169.31 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

c) 安全性に対する照査

$$\gamma_i \times \frac{M_d}{M_{ud}} = 1.20 \times \frac{122.72 \times 10^6}{169.31 \times 10^6} = 0.87 \leq 1.0 \Rightarrow \text{【OK】}$$

ここに、

$$\gamma_i = 1.20 \quad (\text{終局限界状態})$$

(2) せん断力に対する照査

a) 設計せん断力

$$\begin{aligned}
 V_d &= \gamma_f \times V \\
 &= 1.20 \times 163.64 \times 10^3 = 196.37 \times 10^3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

ここに,

$$\gamma_f = 1.20 \quad (\text{終局限界状態})$$

b) 吹付コンクリートが負担する設計せん断耐力 (V_{cd}) の算出

$$\begin{aligned}
 V_{cd} &= \beta_d \times \beta_p \times \beta_n \times f_{vcd} \times b \times d / \gamma_{b1} \\
 &= 1.25 \times 0.91 \times 1.00 \times 0.48 \times 500 \times 410 / 1.30 = 86,100 \text{ N}
 \end{aligned}$$

ここに,

$$f_{vcd} = 0.48 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{終局限界状態})$$

せん断耐力の有効高さに関する係数

$$\begin{aligned}
 \beta_d &= (1,000/d)^{1/4} \quad (\text{ただし, } \beta_d \leq 1.5) \\
 &= (1,000 / 410)^{1/4} = 1.25
 \end{aligned}$$

せん断耐力の軸方向鉄筋比に関する係数

$$\begin{aligned}
 \beta_p &= (100 \times p)^{1/3} \quad (\text{ただし, } \beta_p \leq 1.5) \\
 &= (100 \times 0.0076)^{1/3} = 0.91
 \end{aligned}$$

せん断耐力の軸方向力に関する係数

$$\beta_n = 1.00$$

c) 設計せん断耐力 (V_{yd}) の算出

せん断補強筋を使用しない場合の設計せん断耐力は、次式により算出する。

$$\begin{aligned}
 V_{yd} &= V_{cd} \\
 &= 86,100 \text{ N}
 \end{aligned}$$

d) 腹部コンクリートの設計斜め圧縮破壊耐力 (V_{wcd}) の検討

腹部コンクリートが脆性的なせん断破壊に至らないことを確認する。

$$\begin{aligned} V_{wcd} &= f_{wcd} \times b \times d / \gamma_{b3} \\ &= 4.65 \times 500 \times 410 / 1.30 = 733,269 \text{ N} \end{aligned}$$

ここに,

腹部コンクリートの設計斜め圧縮強度

$$\begin{aligned} f_{wcd} &= 1.25 \times f'_{cd}{}^{1/2} \quad (\text{ただし, } f_{wcd} \leq 9.8 \text{ N/mm}^2) \\ &= 1.25 \times 13.85^{1/2} = 4.65 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$V_{yd} \quad (= 86,100 \text{ N}) \leq V_{wcd} \quad (= 733,269 \text{ N}) \Rightarrow \text{【OK】}$$

e) 安全性に対する照査

$$\gamma_i \times \frac{V_d}{V_{yd}} = 1.20 \times \frac{196,370}{86,100} = 2.74 > 1.0 \Rightarrow \text{【NG】}$$

$$\gamma_i \times \frac{V_d}{V_{wcd}} = 1.20 \times \frac{196,370}{733,269} = 0.32 \leq 1.0 \Rightarrow \text{【OK】}$$

ここに,

$$\gamma_i = 1.20 \quad (\text{終局限界状態})$$

以上より, せん断補強筋による補強が必要である。

(3) せん断補強筋の検討

a) せん断補強筋の仕様および強度

$$\text{鉄筋径} \quad \phi_w = 15.90 \text{ mm} \quad (\text{SD345 D16})$$

$$\text{配置スパン} \quad s_w = 250 \text{ mm}$$

$$1 \text{ スパン当たりの本数} \quad n_w = 2 \text{ 本} \quad (\text{D16} \times 2 \text{ 本を } 250 \text{ mm 毎に配置})$$

$$1 \text{ スパン当たりの総断面積} \quad A_w = 397.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{D16} \times 2 \text{ 本分})$$

$$\text{引張降伏強度の特性値} \quad f_{wyk} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{設計引張降伏強度} \quad f_{wyd} = f_{wyk} / \gamma_s = 345 / 1.00 = 345 \text{ N/mm}^2$$

ここに,

$$\gamma_s = 1.00 \quad (\text{終局限界状態})$$

b) せん断補強筋が負担する設計せん断耐力 (V_{sd}) の算出

$$\begin{aligned}
 V_{sd} &= \{A_w \times f_{wyd} \times (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_w\} \times z / \gamma_{b2} \\
 &= \{ 397.2 \times 345 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ) / 250 \} \\
 &\quad \times 356.5 / 1.10 = 177,646 \text{ N}
 \end{aligned}$$

ここに,

せん断補強筋と部材軸のなす角度

$$\alpha_s = 90^\circ$$

圧縮応力の合力位置から鉄筋図芯までの距離

$$\begin{aligned}
 z &= d / 1.15 \\
 &= 410 / 1.15 = 356.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c) 設計せん断耐力 (V_{yd}) の算出

せん断補強筋を使用する場合の設計せん断耐力は、次式により算出する。

$$\begin{aligned}
 V_{yd} &= V_{cd} + V_{sd} \\
 &= 86,100 + 177,646 = 263,746 \text{ N}
 \end{aligned}$$

d) 腹部コンクリートの設計斜め圧縮破壊耐力 (V_{wcd}) の検討

せん断補強筋の降伏よりも、腹部コンクリートの圧縮破壊が先行する、脆性的なせん断破壊に至らないことを確認する。

$$V_{yd} (= 263,746 \text{ N}) \leq V_{wcd} (= 733,269 \text{ N}) \Rightarrow \text{【OK】}$$

e) 安全性に対する照査

$$\gamma_i \times \frac{V_d}{V_{yd}} = 1.20 \times \frac{196,370}{263,746} = 0.89 \leq 1.0 \Rightarrow \text{【OK】}$$

ここに,

$$\gamma_i = 1.20 \quad (\text{終局限界状態})$$

§ 1-7. 使用性能の照査

使用性能の照査は、使用限界状態における、曲げひび割れ、せん断ひび割れ、および支圧強度に対して行う。

(1) 曲げひび割れに対する照査

a) 設計曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_d &= \gamma_f \times M \\ &= 1.00 \times 102.27 \times 10^6 = 102.27 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

ここに,

$$\gamma_f = 1.00 \quad (\text{使用限界状態})$$

b) 許容ひび割れ幅

吹付のり砕工の許容ひび割れ幅は、引張鉄筋の純かぶりから、次式で算出する。

$$\begin{aligned} w_a &= 0.005 \times c_o \\ &= 0.005 \times 79 = 0.39 \text{ mm} \end{aligned}$$

c) 曲げひび割れ幅の算出

曲げひび割れ幅については、次式で算出する。

$$\begin{aligned} w &= 1.1 \times k_1 \times k_2 \times k_3 \times \{4 \times c_o + 0.7 \times (c_s - \phi)\} \times (\sigma_{se} / E_s + \varepsilon'_{csd}) \\ &= 1.1 \times 1.00 \times 0.90 \times 1.00 \times \{4 \times 79 + 0.7 \times (84 - 22.2)\} \\ &\quad \times (179.6 / (200 \times 10^3) + 1.5 \times 10^{-4}) \\ &= 0.373 \text{ mm} \end{aligned}$$

ここに,

鋼材の表面形状がひび割れに及ぼす影響係数

$$k_1 = 1.00$$

コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響係数

$$k_2 = 0.9$$

引張鉄筋の段数

$$n = 1 \text{ 段}$$

Copyright (C) 2014-2018 RISE Slope Design Co.Ltd. All Rights Reserved.
引張鉄筋の段数の影響を表す係数

$$k_3 = 5 \times (n+2) / (7 \times n + 8)$$

$$= 5 \times (1+2) / (7 \times 1 + 8) = 1.0$$

ひび割れ幅の増加を表す係数

$$\varepsilon'_{csd} = 1.5 \times 10^{-4}$$

鉄筋応力の増加量（鉄筋の応力度）

$$\sigma_{se} = M_d / (A_s \times j \times d)$$

$$= 102.27 \times 10^6 / (1,548 \times 0.897 \times 410)$$

$$= 179.64 \text{ N/mm}^2$$

ここに,

$$j = 1 - k/3$$

$$= 1 - 0.308 / 3 = 0.897$$

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

$$= \sqrt{\{2 \times 9.09 \times 0.0076 + (9.09 \times 0.0076)^2\} - 9.09 \times 0.0076} = 0.308$$

$$n' = E_s / E_c$$

$$= (200 \times 10^3) / (22 \times 10^3) = 9.09$$

d) 安全性の照査

$$\gamma_i \times \frac{W}{W_d} = 1.00 \times \frac{0.373}{0.39} = 0.96 \leq 1.0 \Rightarrow \text{【OK】}$$

ここに,

$$\gamma_i = 1.00 \quad (\text{使用限界状態})$$

(2) せん断ひび割れに対する照査

a) 設計せん断力

$$V_{pd} = \gamma_f \times V$$

$$= 1.00 \times 163.64 \times 10^3 = 163.64 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\gamma_f = 1.00 \quad (\text{使用限界状態})$$

b) 吹付コンクリートが負担する設計せん断耐力 (V_{cd}) の算出

$$\begin{aligned} V_{cd} &= \beta_d \times \beta_p \times \beta_n \times f_{vcd} \times b \times d / \gamma_b \\ &= 1.25 \times 0.91 \times 1.00 \times 0.52 \times 500 \times 410 / 1.15 \\ &= 105.44 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

ここに,

$$f_{vcd} = 0.52 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{使用限界状態})$$

c) 永久荷重によるせん断補強鉄筋の応力度 (σ_{wpd}) の算出

$$\begin{aligned} \sigma_{wpd} &= \frac{(V_{pd} - V_{cd}) \times s}{A_w \times z \times (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)} \\ &= \frac{(163.64 \times 10^3 - 105.44 \times 10^3) \times 250}{397.2 \times 356.5 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)} \\ &= 102.75 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

d) 安全性の照査

$$\gamma_i \times \frac{\sigma_{wpd}}{\sigma_w} = 1.00 \times \frac{102.75}{120} = 0.86 \leq 1.0 \Rightarrow \text{【OK】}$$

ここに,

$$\gamma_i = 1.00 \quad (\text{使用限界状態})$$

$$\sigma_w = 120 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{せん断補強筋の応力度の制限値})$$

(3) 支圧強度に対する照査

a) 支圧強度の特性値

$$\begin{aligned}\eta &= \sqrt{\left(\frac{A}{A_a}\right)} \quad (\text{ただし, } \eta \leq 2.0) \\ &= \sqrt{\left(\frac{250.0 \times 10^3}{64.1 \times 10^3}\right)} = 2.0\end{aligned}$$

ここに,

コンクリート面（交点部）の全面積

$$A = b \times b = 500 \times 500 = 250.0 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

支圧板の支圧面積（箱抜管の面積を控除）

$$\begin{aligned}A_a &= a^2 - (\pi/4) \times \phi^2 \\ &= 280^2 - (\pi/4) \times 135^2 = 64.1 \times 10^3 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

コンクリートの支圧強度の特性値は、次式で算出する。

$$\begin{aligned}f'_{ak} &= \eta \times f'_{ck} \\ &= 2.0 \times 18 = 36 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

b) 永久荷重による支圧応力度

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{T_d}{A_a} \\ &= \frac{500.0 \times 10^3}{64.1 \times 10^3} = 7.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

c) 安全性の照査

$$\gamma_i \times \frac{\sigma_b}{f'_{ak}} = 1.00 \times \frac{7.80}{36} = 0.22 \leq 1.0 \Rightarrow \text{【OK】}$$

ここに,

$$\gamma_i = 1.00 \quad (\text{使用限界状態})$$

§ 1-8. 地盤の支持力度の検討

$$\begin{aligned} q &= \frac{T_d}{A} \\ &= \frac{500.0}{2.75} \\ &= 181.8 \text{ kN/m}^2 \leq q_a = 200 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{【OK】} \end{aligned}$$

ここに,

アンカー工1本当たりの地盤支持面積

$$\begin{aligned} A &= (L_1 + L_2 - b) \times b \\ &= (3.00 + 3.00 - 0.50) \times 0.50 = 2.75 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

§ 1-9. 計算結果

現場吹付のり枠工の計算条件と計算結果を取りまとめ、以下の表に示す。

表1-2 計算条件一覧表

設計条件項目		単位	計算値	備考
抑止工	抑止工法	—	グラウンドアンカー工	
	設計アンカー力	kN/本	500.0	
	打設間隔（縦方向×横方向）	m	3.00×3.00	
	配置様式	—	交点配置	
	支圧板の辺長	mm	280	
	箱抜管の外径	mm	135	
	地盤の許容支持力度	kN/m ²	200	
のり枠工	設計方法	—	限界状態設計法	
	コンクリートの圧縮強度特性値	N/mm ²	18	
	梁断面の寸法（幅×高さ）	mm	500×500	
	梁断面の有効高	mm	410	
	梁のスパン（縦方向×横方向）	m	3.00×3.00	
	設計梁長（径間部：連続梁）	m	3.00	
	設計梁長（外周縦梁：片持梁）	m	1.50	
	設計梁長（外周横梁：片持梁）	m	1.50	
	引張鉄筋	材質	SD345	
		呼び径	D22	
		本数	4	4本×上下2段
		配置長	mm	342
	せん断補強筋	材質	SD345	
		呼び径	D16	
		本数	2	
		配置スパン	mm	250

表1-3 計算結果一覧表

計算結果項目		計算結果	判定
断面諸係数	コンクリートの脆性破壊	$p < p_b$	【OK】
終局限界性能	曲げモーメントに対する安全性	$0.87 \leq 1.00$	【OK】
	コンクリートの脆性的なせん断破壊	$V_{yd} \leq V_{wcd}$	【OK】
	せん断力に対する安全性	$2.74 > 1.00$	【NG】
	コンクリートの斜め圧縮破壊に対する安全性	$0.32 \leq 1.00$	【OK】
	コンクリートの脆性的なせん断破壊（補強あり）	$V_{yd} \leq V_{wcd}$	【OK】
	せん断力に対する安全性（補強あり）	$0.89 \leq 1.00$	【OK】
使用限界性能	曲げひび割れに対する安全性	$0.96 \leq 1.00$	【OK】
	せん断力ひび割れに対する安全性	$0.86 \leq 1.00$	【OK】
	支圧強度に対する安全性	$0.22 \leq 1.00$	【OK】
支持地盤	許容支持力度の対する安全性	$181.8 \leq 200.0$	【OK】

付表1-1 鉄筋の質量，直径，断面積および周長

呼び名	単位重量 (kg/m)	公称直径 (mm)	公称断面積 (mm ²)	公称周長 (mm)
D10	0.560	9.53	71.33	30
D13	0.995	12.7	126.7	40
D16	1.56	15.9	198.6	50
D19	2.25	19.1	286.5	60
D22	3.04	22.2	387.1	70
D25	3.98	25.4	506.7	80

「JIS G 3112」より抜粋

付表1-2 現場吹付のり砕工の標準枠スパンおよび引張鉄筋の標準仕様

枠断面 (mm)	枠スパン (mm)	主鉄筋（引張り鉄筋）		
		呼び径	本数（複鉄筋）	有効高さ(mm)
150×150	1,150×1,150	D10	2本	105
200×200	1,200×1,200	D10～D13	4本	155
300×300	2,000×2,000	D13～D16	4本	235
400×400	2,000×2,000	D16～D19	4本または8本	315
400×400	2,500×2,500	D16～D19	4本または8本	315
500×500	3,000×3,000	D16～D25	8本	410
600×600	3,000×3,000	D22～D25	8本	510

「のり砕工の設計・施工指針（改訂版第3版）；（社）全国特定法面保護協会，平成25年10月，p. 付15」より抜粋

付表1-3 現場吹付のり砕工のせん断補強筋の標準仕様

枠断面 (mm)	せん断補強筋		
	呼び径	本数	配置間隔(mm)
150×150	—	—	—
200×200	—	—	—
300×300	D10～D13	2本または4本	250
400×400	D13～D16	2本または4本	250～315
500×500	D13～D19	2本または4本	250～410
600×600	D16～D22	2本または4本	250～510

「のり砕工の設計・施工指針（改訂版第3版）；（社）全国特定法面保護協会，平成25年10月，p. 付16」より抜粋

付表1-4 現場吹付のり砕工の斜面抑止工との標準併用例

枠断面 (mm)	斜面抑止工	
	グラウンドアンカー工	鉄筋挿入工
150×150	—	—
200×200	—	○
300×300	—	○
400×400	○	—
500×500	○	—
600×600	○	—

「のり砕工の設計・施工指針（改訂版第3版）；（社）全国特定法面保護協会，平成25年10月，p. 付16」より抜粋

付表1-5 基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度（常時値）

基礎地盤の種類		許容鉛直 支持力度 q_a (kN/m ²)	目安とする値	
			一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	N値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	10,000 以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	10,000 以上	
	軟岩・土丹	300	1,000 以上	
礫岩	密なもの	600	—	—
	密でないもの	300		
砂質地盤	密なもの	300	—	30～50
	中位なもの	200		20～30
粘性土	非常に硬いもの	200	200～400	15～30
	硬いもの	100	100～200	10～15

「道路土工—擁壁工指針(平成24年度版)；(社)日本道路協会，平成24年7月，p.69」より抜粋