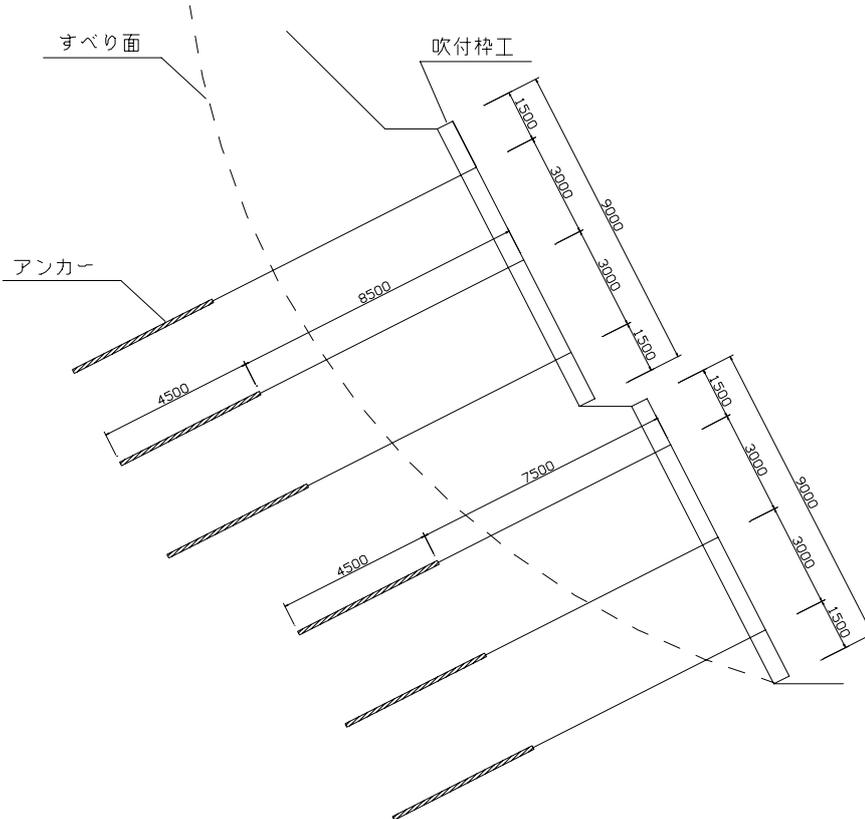
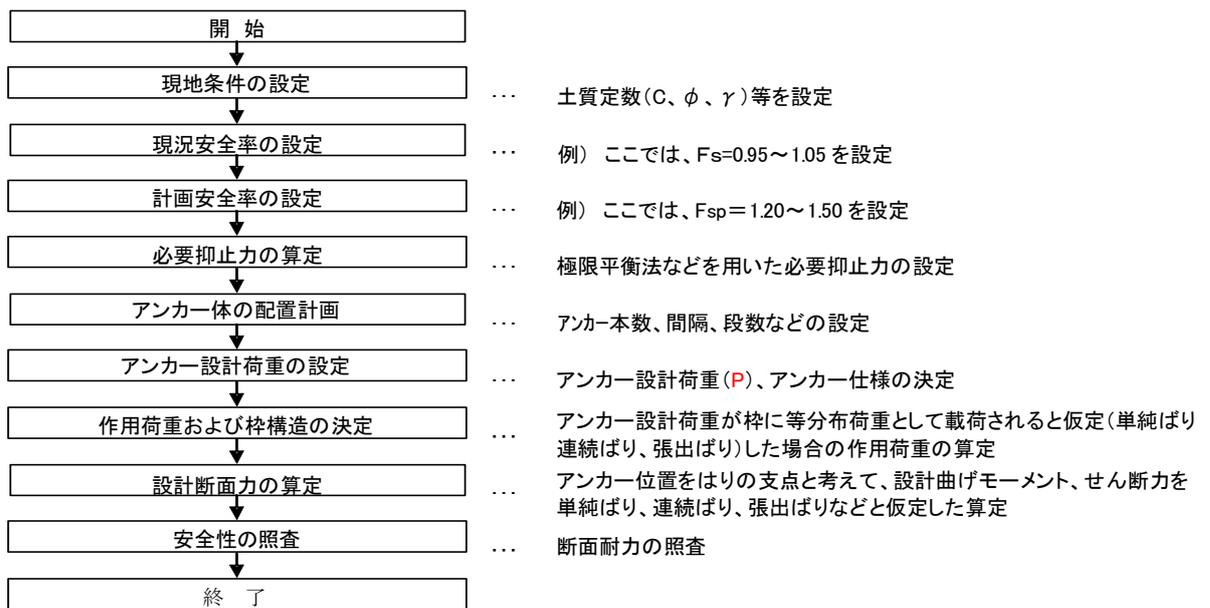


付録一. 吹付砕工の設計例

グラウンドアンカー工と併用する場合の吹付砕工の設計例を紹介する。



付録 図 1.1 アンカー配置



付録 図 1.2 設計断面耐力の算出フロー(例)

1. 限界状態設計法による設計例

1-1 作用荷重およびはりの種類

のり枠に作用する荷重は、グラウンドアンカーの設計荷重およびその荷重に対する地盤の反力とする。

設計基準強度 : $f'_{ck} = 18\text{N/mm}^2$

アンカー設計荷重 : $P = 398.0\text{kN/本}$

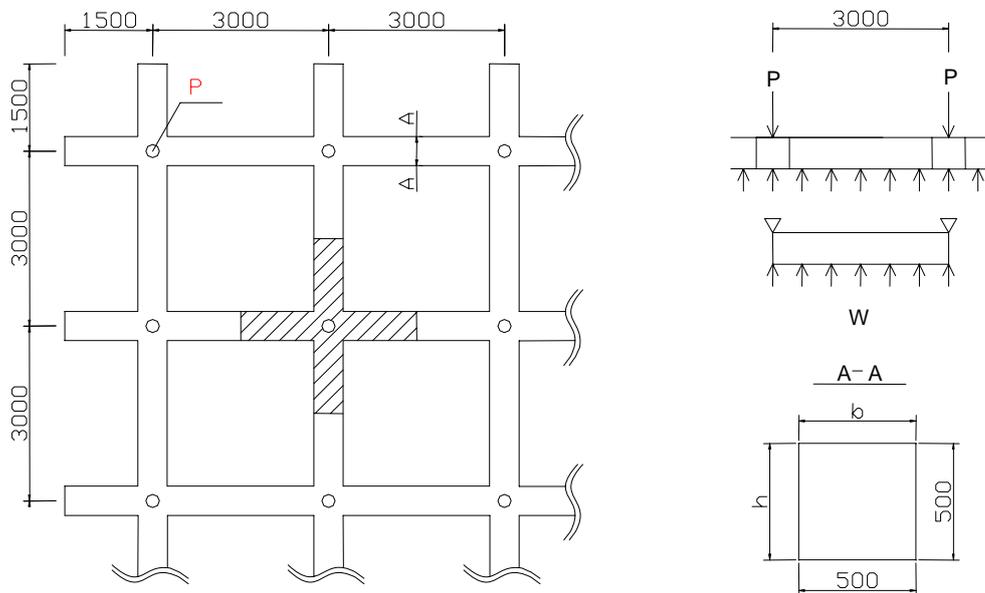
地盤からの反力 : $W = \frac{P}{(L_1+L_2-b)} = \frac{398.0 \times 10^3}{(3,000+3,000-500)} = 72.36 \text{ N/mm}$

P : グラウンドアンカー設計荷重 (N)

W : 地盤からの反力 (N/mm)

L : 枠長 (L_1 : 縦枠、 L_2 : 横枠、張出長; $1/2 L_1 = 1/2 L_2$)

b : 枠幅



付録 図 1.3 アンカー配置

地盤からの反力は等分布荷重を仮定し、アンカー位置を支点とした張り出しばりとして計算する。アンカーの設計荷重およびその地盤からの反力は、縦方向、横方向にほぼ均等に伝達されるものと仮定して、枠に作用する荷重は二方向ばりとして算定する。

計算に用いる作用曲げモーメントは、以下のとおりとする。

$$\text{作用曲げモーメント} : M = \frac{1}{2} \times W \times L^2 = \frac{1}{2} \times 72.36 \times 1,500^2 = 81.41 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{作用せん断力} : V = \frac{3}{5} \times W \times L = \frac{3}{5} \times 72.36 \times 3,000 = 130.25 \times 10^3 \text{ N}$$

1-2 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（アンカー設計荷重）に荷重係数を乗じて求める。（設計荷重 P_d = 作用荷重（アンカーの設計荷重）× 荷重係数）

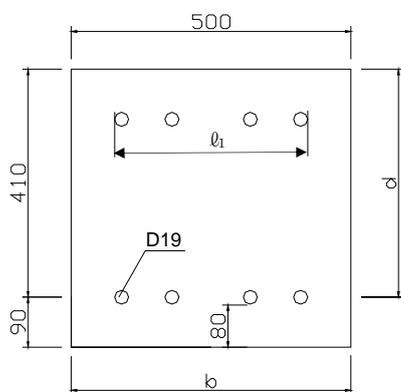
荷重係数を付録表 1.1 に、この計算例で用いる設計荷重および断面諸元を付録表 1.2、付録図 1.4 に示す。

付録表 1.1 作用荷重の種類と各限界状態に対する設計荷重

| 作用荷重の種類 | 使用限界状態の設計荷重 (作用荷重 × γ_f) | 終局限界状態の設計荷重 (作用荷重 × γ_f) |
|-------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| グラウンドアンカー併用 | 作用荷重 × 1.0 | 作用荷重 × 1.2 |

付録表 1.2 各限界状態設計時の設計断面

| 使用限界状態設計時 | | 終局限界状態設計時 | |
|-----------------|------------|-----------------|------------|
| 設計曲げモーメント M_d | 81.41 kN・m | 設計曲げモーメント M_d | 97.69 kN・m |
| 設計せん断力 V_d | 130.25 kN | 設計せん断力 V_d | 156.30 kN |



断面諸元

| | |
|--|---|
| 幅 | $b = 500\text{mm}$ |
| 高さ | $h = 500\text{mm}$ |
| 有効高さ | $d = 410\text{mm}$ |
| 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とする。 | |
| | $c_s = \frac{l_1 - \phi}{n - 1} = 100\text{mm}$ |
| | l_1 ；鉄筋の配置長 |
| | n ；鉄筋本数 |
| 引張鉄筋のかぶり | $c = 80\text{mm}$ |
| 鉄筋径 | $\phi = 19\text{mm}$ (SD345) |
| 引張鉄筋量 | $A_s = 1,146\text{mm}^2$ (4-D19) |

付録図 1.4 のり枠断面の諸元

1-3 部分安全係数

計算例に使用する部分安全係数は、「2002年制定土木学会コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕」を参考とし、のり面吹付施工となることを考慮して、次のような値を用いる。

付録表 1.3 のり枠工の部分安全係数(例)

| 安全係数 | 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 |
|--------|--------------------|------------------|---|--------------------------|--------------------|-------------------------|
| | モルタル γ_c | 鋼材 γ_s | | | | |
| 終局限界状態 | 1.3 | 1.0 | M_{ed} 曲げ軸耐力; 1.15 V_{ed} モルタルが負担するせん断耐力; 1.30 V_{ed} せん断補筋が負担するせん断耐力; 1.10 V_{wed} 斜圧破壊耐力; 1.30 | 1.0 | 1.2 | 1.2 |
| 使用限界状態 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

1-4 断面諸係数 (本編 p 43~44 参照)

$f'_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ の場合、

$$\alpha = 0.68 \quad (\alpha = 0.88 - 0.004 f'_{ck} \leq 0.68)$$

$$\epsilon'_{cu} = 0.0035$$

$$f_{yd} = 345 \text{ N/mm}^2 \quad ; \text{鉄筋の設計引張降伏強度}$$

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c = 18 / 1.3 = 13.85 \text{ N/mm}^2 \quad ; \text{モルタルの設計強度 (終局限界状態)}$$

〔鉄筋比〕

$$p = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1,146}{500 \times 410} = 0.00559$$

〔釣合鉄筋比〕

$$p_b = \alpha \times \left(\frac{\epsilon'_{cu}}{\epsilon'_{cu} + f_{yd} / E_s} \right) \times \frac{f'_{cd}}{f_{yd}}$$

$$= 0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + 345 / (200 \times 10^3)} \times \frac{13.85}{345} = 0.01828$$

$p < 0.75 \times p_b$ より、鉄筋降伏先行型破壊となる。 \Rightarrow OK

1-5 安全性能の照査

安全性能の照査は、終局限界状態の曲げとせん断破壊に対して行う。

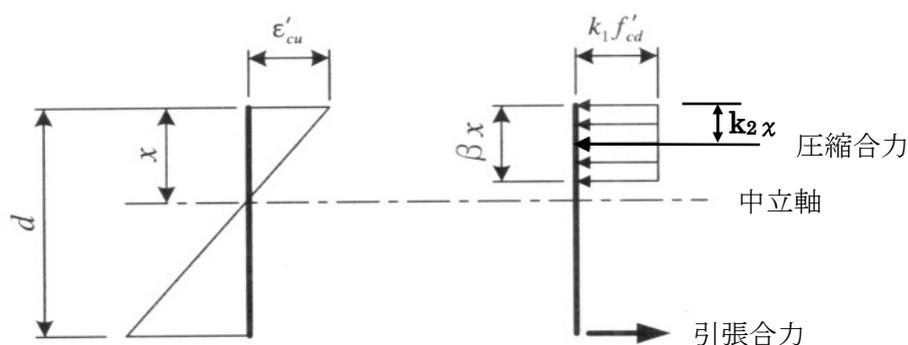
(1) 曲げモーメントに対する照査 (本編 p 43~44 参照)

材料強度

| | |
|-------------------------|----------------------------------|
| 吹付モルタル圧縮強度の特性値 (設計基準強度) | $f'_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ |
| 吹付モルタル設計圧縮強度 | $f'_{cd} = 13.85 \text{ N/mm}^2$ |
| 鉄筋の設計引張降伏強度 | $f_{yd} = 345 \text{ N/mm}^2$ |

a) 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。



$$\begin{aligned}
 b &= 500 \\
 d &= 410 \\
 \beta &= 0.52 + 80 \varepsilon'_{cu} = 0.8 \\
 k_1 &= 0.85 \quad (k_1 = 1 - 0.0030 f'_{ck} \leq 0.85) \\
 k_2 &= \beta / 2 = 0.4 \quad ; \text{ 圧縮縁から中立軸までの距離 } x \text{ に対する圧縮合力までの距離の比。} \\
 p &= 0.00559
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= b \times d^2 \times p \times f_{yd} \times \left(1 - \frac{k_2}{\beta \times k_1} \times \frac{p \times f_{yd}}{f'_{cd}} \right) \\
 &= 500 \times 410^2 \times 0.00559 \times 345 \times \left(1 - \frac{0.4}{0.8 \times 0.85} \times \frac{0.00559 \times 345}{13.85} \right) \\
 &= 148.82 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}
 \end{aligned}$$

設計曲げ耐力は次式により算出する。

$$M_{ud} = \frac{M_u}{\gamma_b} = \frac{148.82 \times 10^6}{1.15} = 129.41 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

b) 安全性に対する照査

$$\gamma_i \times \frac{M_d}{M_{ud}} = 1.2 \times \frac{97.69 \times 10^6}{129.41 \times 10^6} = 0.91 \leq 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

(2) せん断力に対する照査 (本編 p 45~46 参照)

a) 吹付モルタルが負担する設計せん断耐力 (V_{cd}) の算出

$$\begin{aligned}f_{vcd} &= 0.20 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.48 \text{ N/mm}^2 \\ \beta_d &= (1000/d)^{1/4} = 1.25 \quad (d; \text{mm}) \\ \beta_p &= (100 \cdot p)^{1/3} = 0.82 \\ \beta_n &= 1.00\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{cd} &= \beta_d \times \beta_p \times \beta_n \times f_{vcd} \times b_w \times d / \gamma_b \\ &= 1.25 \times 0.82 \times 1.0 \times 0.48 \times 500 \times 410 / 1.3 = 77,585 \text{ N}\end{aligned}$$

b) せん断補強筋が負担する設計せん断耐力 (V_{sd}) の算出

使用するせん断補強鉄筋の仕様を以下に示す。

| | |
|-----------------------------|--|
| 区間 S におけるスターラップの総断面積(2-D16) | $A_w = 397.2 \text{ mm}^2$ |
| スターラップの配置ピッチ | $s = 300 \text{ mm}$ |
| せん断補強鉄筋の設計降伏強度 | $f_{wyd} = 345 \text{ N/mm}^2$ |
| 圧縮応力の合力位置から鉄筋図芯までの距離 | $z = d / 1.15 = 410 / 1.15 = 356.5 \text{ mm}$ |

$$\begin{aligned}V_{sd} &= (A_w \times f_{wyd} / s) \times z / \gamma_b \\ &= (397.2 \times 345 / 300) \times 356.5 / 1.10 = 148,038 \text{ N}\end{aligned}$$

c) 設計せん断耐力 (V_{yd}) の算出

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} = 77,585 + 148,038 = 225,623 \text{ N}$$

d) 腹部モルタルの設計斜め圧縮破壊耐力 (V_{wcd}) の検討

せん断補強筋が降伏せずに、腹部モルタルの圧縮破壊が先行し、脆性的なせん断破壊に至らないことを確認する。

$$f_{wcd} = 1.25 \times f'_{cd}{}^{1/2} = 1.25 \times 13.850^{1/2} = 4.65 \text{ N/mm}^2 \leq 7.8 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{wcd} = f_{wcd} \times b_w \times d / \gamma_b = 4.65 \times 500 \times 410 / 1.3 = 733,269 \text{ N}$$

$V_{yd} (=225,623 \text{ N}) \leq V_{wcd} (=733,269 \text{ N})$ より、せん断補強筋が先に降伏することになる。⇒ OK

e) 安全性に対する照査

$$\gamma_i \times \frac{V_{pd}}{V_{yd}} = 1.2 \times \frac{156,300}{225,623} = 0.83 \leq 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

$$\gamma_i \times \frac{V_{pd}}{V_{wcd}} = 1.2 \times \frac{156,300}{733,269} = 0.21 \leq 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

1-6 使用性能の照査

使用性能の照査は、使用限界状態の曲げひび割れとせん断ひび割れに対しておこなう。

付録 図 1.4 より、引張り鉄筋のかぶり c は 80mm であることから、許容ひび割れ幅 W_a は、

$$W_a = 0.005 c = 0.005 \times 80 = 0.4 \text{mm}$$

となる。

(1) 曲げひび割れに対する照査 (本編 p 47~48 参照)

a) 曲げひび割れ幅の算出

| | |
|-----------------------|--|
| 鋼材の表面形状がひび割れに及ぼす影響係数 | $k_1 = 1.00$ |
| モルタルの品質がひび割れ幅に及ぼす影響係数 | $k_2 = 0.9$ |
| 引張り鉄筋の段数の影響を表す係数 | $k_3 = 5(n+2) / (7n+8) = 1.0$ |
| 引張り鉄筋の段数 | $n = 1.0$ |
| ひび割れ幅の増加を考慮する係数 | $\varepsilon'_{csd} = 150 \times 10^{-6}$ |
| 鉄筋応力の増加量 (鉄筋の応力度) | $\sigma_{se} = M_d / (A_s \cdot j \cdot d) = 81.41 \times 10^6 / (1,146 \times 0.909 \times 410) = 190.61 \text{N/mm}^2$ |
| | $j = 1 - k/3 = 1 - 0.272/3 = 0.909$ |
| | $k = \sqrt{(2n' \cdot p + (n' \cdot p)^2)} - n' \cdot p = 0.272$ |
| | $n' = E_s / E_c = 200 / 22 = 9.09$ |
| | $E_s = 200 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ |
| | $E_c = 22 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ |

曲げひび割れ幅 (w) を下式により算出する。

$$\begin{aligned} W &= 1.1 \times k_1 \times k_2 \times k_3 \times (4 \times c + 0.7 \times (c_s - \phi)) \times (\sigma_{se} / E_s + \varepsilon'_{csd}) \\ &= 1.1 \times 1.00 \times 0.9 \times 1.0 \times (4 \times 80 + 0.7 \times (100 - 19)) \times (190.61 / (200 \times 10^3) + 150 \times 10^{-6}) = 0.411 \text{mm} \end{aligned}$$

b) 安全性の照査

$$\gamma_i \times \frac{W}{W_a} = 1.0 \times \frac{0.411}{0.4} = 1.03 > 1.0 \Rightarrow \text{NG}$$

(2) せん断ひび割れに対する照査 (本編 p 48~49 参照)

a) 永久荷重によるせん断補強鉄筋の応力度 (σ_{wpd}) の算出

| | |
|------------------------------|---|
| 区間 s におけるスターラップの総断面積 (2-D16) | $A_w = 397.2\text{mm}^2$ |
| スターラップの配置ピッチ | $s = 300\text{mm}$ |
| 永久荷重による設計せん断力 | $V_{pd} = 130.25 \times 10^3 \text{ N}$ |
| 圧縮応力の合力位置から鉄筋図芯までの距離 | $z = d/1.15 = 356.5\text{mm}$ |

$$\begin{aligned}\sigma_{wpd} &= \frac{(V_{pd} - V_{cd}) \times s}{A_w \times z} \\ &= \frac{(130.25 \times 10^3 - 109.27 \times 10^3) \times 300}{397.2 \times 356.5} \\ &= 44.45 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

吹付モルタルが負担する設計せん断耐力 (V_{cd}) の算出

$$\begin{aligned}f_{vcd} &= 0.20 \times (f'_{cd})^{1/3} = 0.20 \times (18/1.0)^{1/3} = 0.52 \text{ N/mm}^2 \text{ (使用限界状態)} \\ \beta_d &= (1000/d)^{1/4} = 1.25 \quad (d; \text{mm}) \\ \beta_p &= (100 \cdot p)^{1/3} = 0.82 \\ \beta_n &= 1.00 \\ V_{cd} &= \beta_d \times \beta_p \times \beta_n \times f_{vcd} \times b \times d / \gamma_b \\ &= 1.25 \times 0.82 \times 1.0 \times 0.52 \times 500 \times 410 / 1.0 = 109.27 \times 10^3 \text{ N}\end{aligned}$$

b) 安全性の照査

設計せん断力 V_{pd} がモルタルのせん断耐力 V_{cd} の 70% 以下であれば、せん断ひび割れの検討は省略できる。

$V_{pd} (130.25 \times 10^3 \text{ N}) > V_{cd} \times 0.7 (109.27 \times 10^3 \times 0.7 = 76.489\text{kN})$ となるため、検討が必要である。

| | |
|-----------------|-------------------------------|
| せん断補強鉄筋の応力度の制限値 | $\sigma_a = 120\text{N/mm}^2$ |
| 構造物係数 | $\gamma_i = 1.0$ |

せん断ひび割れの安全性の照査は、次式によって求められる。

$$\gamma_i \times \frac{\sigma_{wpd}}{\sigma_a} = 1.0 \times \frac{44.45}{120} = 0.37 \leq 1.0 \Rightarrow \text{OK}$$

(3) 支圧強度に対する照査

支圧強度の照査は、支圧板の大きさを決めることと関連する。

支圧板は、グラウンドアンカーの部材であり、(社)日本アンカー協会の「グラウンドアンカー施工のための手引書」で紹介されているので、ここでは支圧板の照査方法については、省略することとした。

したがって、支圧板の検討は、(社)日本アンカー協会の「グラウンドアンカー施工のための手引書」を参考にされたい。

1-7 まとめ

以上のことから、限界状態設計法による吹付砕工の照査結果を付録表 1.4 にまとめる。

付録表 1.4 設計計算結果一覧表

| 項 目 | | 限界状態設計法 |
|-------------|---------------|---|
| 設 計 基 準 強 度 | | 18N/mm ² |
| 断面形状 (幅×高さ) | | □500×500 |
| 使 用 鉄 筋 | | 主鉄筋 (D19×4×2) スターラップ (D16×2/組、@30cm) |
| 終局限界状態 | 曲げモーメントに対する照査 | 0.91 ≤ 1.0 ⇒ OK |
| | せん断力に対する照査 | 0.83 ≤ 1.0 ⇒ OK |
| 使用限界状態 | 曲げひび割れに対する照査 | 1.03 > 1.0 ⇒ NG |
| | せん断ひび割れに対する照査 | 0.37 ≤ 1.0 ⇒ OK |

尚、鉄筋径を 22mm とすると、使用限界状態の曲げひび割れに対する照査は OK となる。

*アンカー品質保証試験時におけるアンカー力の扱いについて

グラウンドアンカー工の品質保証試験では、原則としてアンカーの設計荷重に 1.5 倍程度を乗じて载荷する。一時的な試験荷重の载荷であるが、吹付砕工に対して終局限界状態以上の荷重を与えることもある。地盤の性状によっては、地盤の変形が大きくなり、有害なひび割れを発生させる可能性があるため、注意して载荷しなければならない。

2. 許容応力度法による設計例

2-1 作用荷重および梁の種類

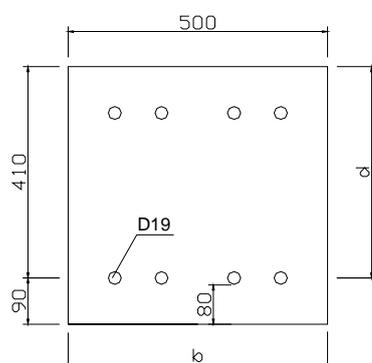
1-1 と同様に仮定する。

2-2 設計断面力

1. 2における使用限界状態設計時と同値を用いる。

2-3 断面諸元

単鉄筋断面として計算する。



断面諸元

| | |
|-------|---|
| 幅 | $b = 500\text{mm}$ |
| 高さ | $h = 500\text{mm}$ |
| 有効高さ | $d = 410\text{mm}$ |
| 引張鉄筋量 | $A_s = 1,146\text{mm}^2 \quad (4\text{-D19})$ |

付録 図 1.5 のり枠断面の諸元

2-4 許容応力度

吹付モルタルの設計基準強度 $f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$

材料強度

吹付モルタルの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2$

吹付モルタルの許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.4 \text{ N/mm}^2$

吹付モルタルの許容付着応力度 $\tau_{oa} = 1.4 \text{ N/mm}^2$

鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{SD345})$

弾性係数比 $n = 15$

2-5 吹付モルタルの圧縮応力度と鉄筋の引張り応力度の検討

[鉄筋比]

$$p = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1,146}{500 \times 410} = 0.00559$$

これより係数は、 $j = 0.889$ $m = 29.8$ となる。

$$\sigma_s = \frac{M_d}{A_s \times j \times d} = \frac{81.41 \times 10^6}{1146 \times 0.889 \times 410}$$

$$= 194.90 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s}{m} = \frac{194.90}{29.8}$$

$$= 6.54 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{OK}$$

2-6 吹付モルタルのせん断応力度の検討

$$\tau_c = \frac{V_d}{b \times j \times d} = \frac{130.25 \times 10^3}{500 \times 0.889 \times 410}$$

$$= 0.71 \text{ N/mm}^2 > \tau_{ca} = 0.40 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{OUT} \therefore \text{スラーラップによる補強が必要。}$$

(1) 吹付モルタルが負担する設計せん断耐力 (V_c) の算出

$$V_c = \frac{\tau_{ca} \times b \times d \times j}{2} = \frac{0.4 \times 500 \times 410 \times 0.889}{2} = 36,449 \text{ N}$$

(2) せん断補強筋の検討

$$V_s = V_d - V_c = 130,250 - 36,449 = 93,801 \text{ N}$$

スラーラップの配置ピッチ S を 300mm とすると、計算上必要なスラーラップ筋の総断面積 A_{w1} は下式により求められる。

$$A_{w1} = \frac{V_s \times s}{\sigma_{sa} \times j \times d} = \frac{93,801 \times 300}{196 \times 0.88861 \times 410} = 393.90 \text{ mm}^2$$

D16 にて主鉄筋を囲んで配置したとすると、

$$A_{w1} = 393.90 \text{ mm}^2 \leq A_w = 397.2 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{OK}$$

(3) 鉄筋と吹付モルタルの付着応力度の検討

$$\tau_o = \frac{V_d'}{U \times j \times d} = \frac{65,125}{240 \times 0.889 \times 410}$$

$$= 0.744 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{oo} = 1.40 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{OK}$$

主鉄筋の全周長 (D19) $U = 60 \text{ mm} \times 4 \text{ 本} = 240 \text{ mm}$

$V_d' = V_d / 2$: 十分なスラーラップを併用してせん断力を受けさせた場合にはせん断力を 1/2 に低減できる